



MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO

MANUAL PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA EDIFICACIONES

PREPARADO POR:

ING. HENRIQUE ARNAL
C.I.V. 1795

ING. SALOMON EPELBOIM
C.I.V. 2242

Basado en la Norma de "Estructuras de Concreto Armado para Edificios", COVENIN-MINDUR 1753, en la Norma para "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756, en la Norma de "Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones", COVENIN-MINDUR 2002 y en la Norma para el "Cálculo de la Acción del Viento en el Proyecto de Edificaciones", COVENIN-MINDUR.

Caracas, Noviembre de 1984

MARIANELLA MATHIEUS P.



REPUBLICA DE VENEZUELA ■ MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
DIRECCION GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO
DIRECCION DE PROYECTOS

Nº 20.11

175

OFICIO



Ing. Marianella Mathieus P.

C.I.V. 90.350

Caracas, 2 MAYO 1975

Señores
FUNDACION JUAN JOSE AGUERREVERE
Fondo Editorial del Colegio de
Ingenieros de Venezuela
Presente.-

Cumplo en dirigirme a ustedes a fin de participarles que el Ministerio del Desarrollo Urbano ha resuelto, por mi intermedio, ceder a esa Fundación, los originales del Manual para el Proyecto de Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones, para que el Colegio de Ingenieros de Venezuela, a través de la Fundación Juan José Aguerrevere, Fondo Editorial del Colegio de Ingenieros de Venezuela, publique esta obra de interés profesional y asuma, en consecuencia, todos los derechos y responsabilidades que le correspondan.

Atentamente,



CARLOS KUBLER RIERA
Director de Proyectos

CKR/eg.-

V



Ing. Marianella Mathews P.

C.I.V. 90.350



Colegio de Ingenieros de Venezuela

JUNTA DIRECTIVA 1987-1989

Presidente Ing. Vicente Emilio Pérez Cayena
Vicepresidente Arq. Antonio Montbrun
Tesorero Ing. Filippo Vagnoni
Secretario General Ing. José Mariano Navarro
1er. Vocal Geo. María Coromoto Casado
2do. Vocal Ing. Ligia León de Marchena
3er. Vocal Ing. Lindolfo León

MESA DIRECTIVA DE LA ASAMBLEA

Presidente Ing. Hugo Guerra
1er. Vicepresidente Ing. José Hurtado
2do. Vicepresidente Ing. Luis Arrieta
Secretario Ing. Argenis Córdoba
Vocal Ing. Pedro Lander

TRIBUNAL DISCIPLINARIO

Presidente Ing. Rafael Hernández
1er. Vicepresidente Arq. Matilde Castro
2do. Vicepresidente Ing. Mimita Salcedo de Corredor
Secretario Ing. Carlos Herrera Gómez
1er. Vocal Ing. Héctor Samuel Serrano
2do. Vocal Arq. Omar González G.
3er. Vocal Ing. Francisco Díaz Lovera
Asesor Jurídico Abog. Zelideth Sedek

FUNDACION JUAN JOSE AGUERREVERE FONDO EDITORIAL DEL COLEGIO DE INGENIEROS DE VENEZUELA

Presidente Ing. Héctor Rivas Peralta
Vicepresidente Arq. Diego Velasco Ochoa
Director de Finanzas Ing. Salvador Sosa Carabaño
Director de Actas Ing. Sara Febres Casanova



El principal objetivo de este Manual es dotar al Ingeniero de un conjunto de tablas, guías de procedimiento, flujogramas, resúmenes de Normas y ejemplos que faciliten y agilicen el trabajo de diseño de edificios, con empleo de criterios y métodos actualizados en acuerdo con la Norma para Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones, Análisis y Diseño, COVENIN - MINDUR 1753, con la Norma para Edificaciones Antisísmicas COVENIN - MINDUR - FUNVISIS 1756, con la Norma de "Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones", COVENIN - MINDUR 2002 y con la Norma de Viento COVENIN - MINDUR en preparación.

Se encomendó a la "Comisión de Normas de Estructuras para Edificaciones" del Ministerio del Desarrollo Urbano la preparación de un material de apoyo para los Ingenieros Proyectistas en acuerdo con las citadas Normas y se encargó a los Ingenieros Henrique Arnal A. y Salomón Epelboim la elaboración detallada del presente Manual.

Actuaron como colaboradores en los diversos aspectos del trabajo las siguientes personas:

Ing. Elenor Neri, Ing. Noel Epelboim, Ing. María Dolores Rodríguez, Arq. Elizabeth Cemborain, Ing. Fortunato Farache, Sra. Inés Cuello, Sr. Vicente Callejas, Sr. Andrés Sardiña, Sr. Gabriel Zambrano.

Caracas, Noviembre de 1.984

Por la Comisión de Normas:

Nicolás Colmenares, Presidente
Henrique Arnal
Arnim De Fries
José A. Delgado Ch.
Salomón Epelboim
José Grases
César Hernández
Carmen Lobo de Silva
Joaquín Marín



GENERALIDADES:

	Introducción
	Índice
	Bibliografía General
CAPÍTULO 1	Tablas de uso General
CAPÍTULO 2	Detalles, Desarrollo y Despieces de las Cabillas
CAPÍTULO 3	Método de Diseño a la Rotura y Requisitos para la Resistencia.
CAPÍTULO 4	Diseño de Secciones Sometidas a Flexión
CAPÍTULO 5	Diseño de Secciones Sometidas a Flexo-Compresión
CAPÍTULO 6	Corte, Torsión y Ménsulas
CAPÍTULO 7	Losas y Placas
CAPÍTULO 8	Escaleras Helicoidales, Vigas en Balcón y Vigas de Planta Circular.
CAPÍTULO 9	Fundaciones y Cabezales, Muros de Sostenimiento, Muros de Gravedad.
CAPÍTULO 10	Muros Estructurales
CAPÍTULO 11	Criterios de Estructuración. Configuración Estructural
CAPÍTULO 12	Guías para el Uso de la Norma para Edificaciones Antisísmicas y Prescripciones Especiales para el Diseño de Elementos Estructurales.
CAPÍTULO 13	Detalles del Armado para el Diseño de Elementos Estructurales de Edificaciones Antisísmicas.
CAPÍTULO 14	Guía para el Uso de la Norma de Viento en el Proyecto de Edificaciones.
CAPÍTULO 15	Guía para la Presentación de Cálculos y Planos Estructurales.
CAPÍTULO 16	Diseño de Mezclas de Concreto.
ANEXOS:	
	A.1 Mediciones de Edificios: Obras de Estructuras
	A.2 Resistencia del Concreto o la Acción del Fuego
	A.3 Índice Alfabético
	A.4 Curvas de Espesores de Suelos para el Valle de Caracas
	A.5 Forma de Presentación de los Planos Estructurales de un Edificio.



Hasta hace pocos años era tradicional en el medio profesional venezolano el uso o aplicación de la llamada "Teoría Clásica" para el diseño de los elementos de Concreto Armado. Las Normas del Ministerio de Obras Públicas editadas el año 1967 estaban encuadradas dentro de esa teoría y existían muchas tablas, ábacos y ayudas de diseño dentro de ese enfoque.

El año 1971 apareció una modificación de las Normas del Instituto Americano del Concreto (ACI) en la cual se abandonaba casi totalmente el procedimiento de diseño por la Teoría Clásica y se pasaba al método llamado "Diseño por Resistencia Última", cuya principal ventaja reside en el hecho de que los resultados del cálculo pueden ser más fácilmente comprobados por vía experimental; esto permite usar dimensiones mejor ajustadas a los requerimientos de las cargas con lo cual se obtienen soluciones más económicas.

En realidad la modificación de las Normas para pasar al diseño por Resistencia Última lo que hizo fue oficializar y extender un procedimiento que ya muchos ingenieros venían aplicando desde hacía cierto tiempo.

En Venezuela el Ministerio del Desarrollo Urbano ha publicado las nuevas Normas para el Proyecto de Edificaciones de Concreto Armado, las cuales están basadas en el procedimiento de diseño por Resistencia Última.

Dado que este método o procedimiento no está todavía ampliamente divulgado en nuestro medio, resulta de primordial importancia proveer a nuestros Ingenieros de tablas, ábacos, guías de diseño y otras ayudas para agilizar y facilitar el diseño de las estructuras aplicando las nuevas Normas del MINDUR.

Es evidente que la aplicación de un nuevo método de diseño puede dar lugar a diversas interpretaciones y a simplificaciones no acordes con el espíritu de las Normas; una adecuada ejemplificación de los criterios y procedimientos pautados puede ser de mucha ayuda para la mejor implantación de las nuevas Normas y éste es otro de los objetivos de este Manual.



También es objetivo de este Manual el de facilitar la aplicación de las Normas a mini-computadoras y equipos similares que cada vez son más empleados en el ejercicio profesional. Esa aplicación tiene la ventaja adicional de que sistematiza y aclara ampliamente los procedimientos de diseño. Para mayor comodidad del Ingeniero Proyectista se han incluido diversas tablas, ábacos e informaciones, que no están relacionadas con el Diseño por Resistencia Última pero que son de frecuente aplicación en los trabajos de proyecto.

A fin de facilitar el mejor uso y consulta del presente Manual se ha diseñado un formato flexible, de entrada ágil, con textos de rápida comprensión y con profusión de referencias gráficas.

Se ha dividido el presente Manual en 16 Capítulos y varios anexos, según se detalla en el Índice; ellos abarcan los aspectos más frecuentemente usados en el proyecto estructural de edificios como son por ejemplo: losas, placas armadas en una y dos direcciones, vigas, columnas, fundaciones directas y sobre pilotes, muros, etc..

Se tratan también algunos temas particulares como retículos, placas circulares y anulares, escaleras helicoidales y fundaciones rectangulares, igualmente se dan guías para el uso de las nuevas Normas Antisísmicas, las de Acciones y las de Viento.

Se concede especial interés al detallado y disposición del refuerzo metálico, a la ductilidad y a la estructuración de edificios, estos temas son tratados preferentemente en forma gráfica.

Se espera que todo este material pueda ser de utilidad al Ingeniero. Es evidente que el buen juicio, la experiencia y los conocimientos del Ingeniero, no pueden ser sustituidos por el uso de un Manual, éste es solo una ayuda para una más rápida y eficaz aplicación de esos conocimientos.



CAPÍTULO 1	TABLAS DE USO GENERAL	Pág.
1.1	NOTACION	1
1.2	SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES. CONVERSION. TABLA 1.1	20
1.3	PROPIEDADES DE LAS SECCIONES. TABLA 1.2	30
1.4	PROPIEDADES DE SOLIDOS. TABLA 1.3	33
1.5	MODULOS DE SECCION PLASTICO Y ELASTICO. TABLA 1.4	37
1.6	MOMENTOS DE INERCIA DE SECCIONES RECTANGULARES. TABLA 1.5	39
1.7	MOMENTOS DE INERCIA DE SECCIONES T_e . TABLA 1.6	41
1.8	MOMENTOS DE INERCIA DE SECCIONES CIRCULARES. TABLA 1.7	42
1.9	ECUACIONES Y DIAGRAMAS PARA EL DISEÑO DE VIGAS DE UN SOLO TRAMO . TABLAS 1.8 a 1.13	43
1.10	MOMENTOS EN VIGAS CON CARGA TRAPEZOIDAL. TABLAS 1.14 y 1.15 ...	56
1.11	COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE MOMENTOS Y REACCIONES EN LOSAS Y DE VIGAS DE LUCES IGUALES CON CARGA UNIFORME. TABLAS 1.16 y 1.17	58
1.12	COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE MOMENTOS A LOSAS Y VIGAS DE LUCES IGUALES CON CARGA TRIANGULAR. TABLA 1.18	60
1.13	FORMULAS PARA EL DISEÑO DE PORTICOS. TABLAS 1.19 a 1.24	61
1.14	MOMENTOS EN MARCOS DE RIGIDOS. TABLA 1.25	77
1.15	MOMENTOS EN ELEMENTOS TUBULARES. TABLA 1.26	79
1.16	INTEGRACION GRAFICA. TABLA 1.27	80
1.17	PESO PROPIO DE VIGAS Y COLUMNAS. TABLAS 1.28 y 1.29	83
1.18	PROPIEDADES DE LAS CABILLAS DE ACERO REDONDAS. TABLA 1.30	87
1.19	AREAS Y PERIMETROS DE CABILLAS POR METRO DE ANCHO DE LOSA. TABLA 1.31	88
1.20	AREAS Y PESOS DE COMBINACIONES DE DIFERENTES DIAMETROS DE CABILLAS. TABLA 1.32	89
1.21	PESO DE PIEZAS Y DE ATADOS DE CABILLAS. TABLA 1.33	93
1.22	AREAS Y PESOS DE ALAMBRES TREFILADO PARA MALLAS. TABLA 1.34 ...	94
1.23	AREAS Y PESOS DE MALLAS DE ALAMBRES. TABLA 1.35	95
1.24	PESOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION. TABLAS 1.36 y 1.37	96
1.25	CARGAS PERMANENTES. TABLA 1.38	107
1.26	CARGAS VARIABLES. TABLA 1.39	110



CAPÍTULO 2	DETALLES, DESARROLLO Y DESPIECES DE LAS CABILLAS	Pág.
2.1	ASPECTOS GENERALES	117
2.2	RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE LAS CABILLAS. TABLA 2.1	120
2.3	REQUISITOS MÍNIMOS PARA LA COLOCACION Y SEPARACION DE LAS CABILLAS. TABLA 2.2	121
2.4	NÚMERO MÁXIMO DE CABILLAS EN UNA CAPA EN VIGAS. TABLA 2.3	122
2.5	NÚMERO MÁXIMO DE GRUPO DE CABILLAS EN UNA CAPA EN VIGAS. TABLA 2.4	123
2.6	NÚMERO MÁXIMO DE CABILLAS EN UNA CAPA EN COLUMNAS. TABLA 2.5 ..	124
2.7	LONGITUDES DE DESARROLLO DE CABILLAS SIN GANCHOS. TABLAS 2.6 a 2.8	125
2.8	LONGITUDES DE EMPALME DE CABILLAS SIN GANCHOS. TABLAS 2.9 a 2.14	128
2.9	LONGITUDES DE DOBLES TÍPICOS DE CABILLAS. TABLA 2.15	134
2.10	LONGITUDES DE DESARROLLO DE CABILLAS SOMETIDAS A TRACCION QUE TERMINAN EN GANCHO ESTANDAR. TABLAS 2.16 a 2.18	135
2.11	DETALLES DE LAS ARMADURAS EN FLEXION EN VIGAS. FIGURAS 2.1 a 2.6	138
2.12	DETALLES DE LAS ARMADURAS TRANSVERSALES EN VIGAS. FIGURAS 2.7 a 2.9	141
2.13	DETALLES DE LAS ARMADURAS LONGITUDINAL EN COLUMNAS. FIGURA 2.10	142
2.14	DETALLES DE LAS ARMADURAS TRANSVERSAL EN COLUMNAS. FIGURAS 2.11 y 2.12	142
CAPÍTULO 3 METODO DE DISEÑO A LA ROTURA Y REQUISITOS PARA LA RESISTENCIA.		
3.1	ASPECTOS GENERALES	147
3.2	RESISTENCIA REQUERIDA PARA COMBINACIONES DE CARGA	149
3.3	FORMULAS PARA EL DISEÑO DE SECCIONES RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS	152
3.4	FORMULAS PARA EL DISEÑO DE SECCIONES RECTANGULARES DOBLEMENTE ARMADAS	153
3.5	FORMULAS PARA EL DISEÑO DE SECCIONES T_e SIMPLEMENTE ARMADAS ..	154
3.6	FLUJOGRAMAS 3.1 y 3.2 PARA EL DISEÑO DE SECCIONES RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS	157
	EJEMPLOS 3.1 y 3.2	159



	Pág.
3.7	FLUJOGRAMA 3.3 PARA LA REVISION DE SECCIONES RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS
	EJEMPLO 3.3
3.8	FLUJOGRAMA 3.4 PARA EL DISEÑO DE SECCIONES RECTANGULARES DOBLEMENTE ARMADAS
	EJEMPLO 3.4
3.9	FLUJOGRAMA 3.5 PARA LA REVISION DE SECCIONES RECTANGULARES DOBLEMENTE ARMADAS
	EJEMPLOS 3.5 y 3.6
3.10	FLUJOGRAMA 3.6 PARA EL DISEÑO DE SECCIONES T_e SIMPLEMENTE ARMADAS
	EJEMPLO 3.7
3.11	FLUJOGRAMA 3.7 PARA LA REVISION DE SECCIONES T_e SIMPLEMENTE ARMADAS
	EJEMPLO 3.8
CAPÍTULO 4 DISEÑO DE SECCIONES SOMETIDAS A FLEXION	
4.1	ASPECTOS GENERALES
4.2	PROPIEDADES DEL CONCRETO: ESFUERZOS Y MODULO DE ELASTICIDAD. TABLA 4.1
4.3	PARAMETROS DE DISEÑO PARA DIFERENTES VALORES DE f'_c y f_y . TABLA 4.2
4.4	DISEÑO DE SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A FLEXION. TABLAS 4.3 a 4.15
	EJEMPLO 4.1
4.5	DUCTILIDAD. ASPECTOS GENERALES
4.6	DISEÑO DE VIGAS DÓCTILES. TABLAS 4.16 y 4.17
	EJEMPLOS 4.2 y 4.3
CAPÍTULO 5 DISEÑO DE SECCIONES SOMETIDAS A FLEXO-COMPRESION	
5.1	ASPECTOS GENERALES
5.2	DISEÑO DE SECCIONES SOMETIDAS A FLEXO-COMPRESION. TABLAS 5.1 a 5.20
5.3	EJEMPLO 5.1



CAPITULO 6 <u>CORTE, TORSION Y MENSULA</u>		Pág.
6.1	SECCIONES SOMETIDAS A CORTE: ASPECTOS GENERALES	245
6.2	RESISTENCIA NOMINAL AL CORTE V_c , RESISTIDA POR EL CONCRETO. TABLAS 6.1 a 6.6	246
6.3	RESISTENCIA NOMINAL AL CORTE V_s , RESISTIDA POR EL ESTRIBO. TABLAS 6.7 a 6.14	252
6.4	ESFUERZOS CORTANTES v_c y v_s . TABLAS 6.15 a 6.22	260
	EJEMPLO 6.1	269
6.5	FLUJOGRAMA 6.1 DE LAS SECCIONES SOMETIDAS A CORTE	271
	EJEMPLO 6.2	274
6.6	SECCIONES SOMETIDAS A TORSION: ASPECTOS GENERALES	276
6.7	PROPIEDADES DE LAS SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A TORSION . EJEMPLOS 6.3 y 6.4	279 280
6.8	COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE LAS SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A TORSION. TABLA 6.23	284
6.9	PROPIEDADES DE SECCIONES CUALESQUIERA SOMETIDAS A TORSION. TABLAS 6.24 y 6.25	285
6.10	FLUJOGRAMA 6.2 PARA EL DISEÑO DE SECCIONES SOMETIDAS A TORSION . EJEMPLO 6.5	287 291
6.11	MENSULAS: ASPECTOS GENERALES	295
6.12	FLUJOGRAMAS 6.3 a 6.5 PARA EL DISEÑO DE MENSULAS.....	297
6.13	EJEMPLOS 6.6 a 6.9	302

CAPITULO 7 <u>LOSAS Y PLACAS</u>		
7.1	ASPECTOS GENERALES	311
7.2	LOSAS MACIZAS ARMADAS EN UNA DIRECCION. TABLAS 7.1 a 7.6	315
7.3	LOSAS NERVADAS ARMADAS EN UNA DIRECCION. TABLAS 7.7 y 7.8	324
7.4	LOSAS NERVADAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES. TABLAS 7.9 y 7.10	327
7.5	LOSAS RETICULARES. TABLAS 7.11 a 7.32	331
	EJEMPLO 7.1	385
7.6	PLACAS MACIZAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES. TABLAS 7.33 a 7.41 . EJEMPLO 7.2	392 401
7.7	PLACAS RECTANGULARES APOYADAS SOBRE TRES LADOS. TABLAS 7.42 a 7.45	404
7.8	PLACAS TRIANGULARES. TABLA 7.46	408



	Pág.
7.9	LOSAS CIRCULARES. TABLAS 7.47 a 7.54 409
7.10	LOSAS ANULARES. TABLAS 7.55 a 7.68 421
	EJEMPLOS 7.3 y 7.4 439

CAPITULO 8 ESCALERES HELICOIDALES, VIGAS EN BALCON Y
VIGAS DE PLANTA CIRCULAR.

8.1	ESCALERAS HELICOIDALES: ASPECTOS GENERALES	445
	COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES. TABLAS 8.1 a 8.28	448
	EJEMPLO 8.1	476
8.2	VIGA EN BALCON CIRCULAR: TABLAS 8.29 a 8.40	477
	EJEMPLO 8.2	486
8.3	VIGA EN BALCON CON DOS QUIEBRES: TABLAS 8.41 a 8.52	488
	EJEMPLO 8.3	495
8.4	VIGA DE PLANTA CIRCULAR: ASPECTOS GENERALES	496
	COEFICIENTE PARA EL CALCULO. TABLA 8.53	498
	EJEMPLO 8.4	499

CAPITULO 9 FUNDACIONES, CABEZALES, MUROS DE SOSTENIMIENTO
Y MUROS DE GRAVEDAD.

9.1	ASPECTOS GENERALES	503
9.2	DISEÑO DE FUNDACIONES DIRECTAS, AISLADAS Y CUADRADAS. TABLAS 9.1 a 9.38	509
	EJEMPLO 9.1	547
9.3	APLICACION DE LAS TABLAS A FUNDACIONES RECTANGULARES	548
	EJEMPLO 9.2	549
9.4	APLICACION DE LAS TABLAS A FUNDACIONES SOMETIDAS A CARGA AXIAL Y MOMENTO. ABACOS 9.1 a 9.12	550
9.5	CABEZALES PARA PILOTES SOMETIDAS A CARGA AXIAL: ASPECTOS GENERALES	563
	CARACTERISTICAS PILOTES MAS USUALES. TABLA 9.39	565



	Pág.
CAPACIDADES DE CARGA DE CABEZALES DE PILOTES. TABLA 9.40	568
DISEÑO DE CABEZALES. TABLAS 9.41 a 9.50	569
9.6 APLICACION DE LAS TABLAS A CABEZALES PARA PILOTES SOMETIDOS A CARGA AXIAL Y MOMENTO	581
EJEMPLOS 9.3 y 9.4	583
9.7 MUROS DE SOSTENIMIENTO:	
ASPECTOS GENERALES	588
DIMENSION Y REFUERZOS. TABLAS 9.51 a 9.54	591
9.8 MUROS DE GRAVEDAD. FIGURAS 9.1 a 9.7	598
9.9 ACCION SISMICA SOBRE MUROS. TABLA 9.55	601
9.10 DETALLES CONSTRUCTIVOS	603
 CAPITULO 10 MUROS ESTRUCTURALES	
10.1 ASPECTOS GENERALES	607
10.2 ANALISIS DE MUROS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A FLEXO-COMPRESION. ARCOS 10.1 a 10.20	600
EJEMPLO 10.1	648
 CAPITULO 11 CRITERIOS DE ESTRUCTURACION. CONFIGURACION ESTRUCTURAL.	
11.0 FLUJOGRAMA DEL DISEÑO ESTRUCTURAL	651
11.1 CRITERIOS GENERALES PARA LA ELECCION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO	653
11.2 IDEAS GENERALES SOBRE LA ELECCION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	655
11.3 ELECCION DEL TIPO DE ENTREPISO	655
11.4 UBICACION DE COLUMNAS Y VIGAS	657
11.5 ELECCION DEL SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS HORIZONTALES	658
11.6 DIMENSIONAMIENTO	661
11.7 CONFIGURACION ESTRUCTURAL: PROBLEMAS Y SOLUCIONES. FIGURAS 11.1 a 11.20	671
11.8 TIPOLOGIAS ESTRUCTURALES. FIGURAS 11.21 a 11.33	691



	Pág.
CAPITULO 12 <u>GUÍA PARA EL USO DE LA NORMA PARA EDIFICACIONES ANTISISMICAS Y PRESCRIPCIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES</u>	
12.1 FLUJOGRAMA 12.1 PARA EL USO DE LA NORMA	707
12.2 MAPA DE ZONIFICACION SISMICA. LAMINA 12.1	708
12.3 RESUMEN ESQUEMATICO DE LA NORMA: GUÍA PARA SU USO	710
12.4 PRESCRIPCIONES ESPECIALES	735
12.5 EJEMPLO 12.1	746
12.6 EJEMPLO 12.2	758
 CAPITULO 13 <u>DETALLES DEL ARMADO PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES ANTISISMICAS</u>	
DETALLES DEL ARMADO DE LOSAS MACIZAS. FIGURA 13.1	767
DETALLES DEL ARMADO DE LOSAS NERVADAS. FIGURA 13.2	767
DETALLES DEL ARMADO DE LOSAS ESCALERAS. FIGURA 13.3	768
DETALLES DEL ARMADO DE VIGAS DE PORTICOS DUCTILES. FIGURAS 13.4 y 13.5	769
DETALLES DEL ARMADO DE COLUMNAS DE PORTICOS DUCTILES. FIGURAS 13.6 a 13.8	771
DETALLES DEL ARMADO DE FUNDACIONES DIRECTAS. FIGURA 13.9	775
DETALLES DEL ARMADO DE CABEZALES. FIGURAS 13.10 a 13.13	776
DETALLES DEL ARMADO DE VIGAS DE RIOSTRAS. FIGURAS 13.14 y 13.15	780
 CAPITULO 14 <u>GUÍA PARA EL USO DE LA NORMA DEL VIENTO EN EL PROYECTO DE EDIFICACIONES.</u>	
14.1 FLUJOGRAMA 14.1 PARA EL USO DE LA NORMA	785
14.2 RESUMEN ESQUEMATICO	786

CAPÍTULO 15 GUÍA PARA LA PRESENTACIÓN DE CÁLCULOS Y PLANOS ESTRUCTURALES.

	Pág.
15.1 ORDEN NUMÉRICO DE LOS CÁLCULOS ESTRUCTURALES	797
15.2 ORDEN NUMÉRICO DE LOS PLANOS ESTRUCTURALES	798
15.3 FORMATO PARA LÁMINAS DE DIBUJO. FIGURAS 15.1 a 15.3	800

CAPÍTULO 16 DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO

16.1 ASPECTOS GENERALES	807
16.2 CRITERIOS DE SELECCIÓN DE LAS PROPORCIONES	807
16.3 TABLAS 16.1 y 16.2	809
16.4 FLUJOGRAMA 16.1 PARA LA PROPORCIÓN DE LA MEZCLA PARA UNA RESISTENCIA DADA	810
16.5 EJEMPLO 16.1	811

ANEXOS A.1 <u>MEDICIONES DE EDIFICIOS: OBRAS DE ESTRUCTURA</u>	817
A.2 <u>RESISTENCIA DEL CONCRETO A LA ACCIÓN DEL FUEGO</u> ...	847
A.3 <u>ÍNDICE ALFABÉTICO</u>	851
A.4 <u>CURVAS DE ESPESORES DE SUELOS PARA EL VALLE DE CARACAS. LÁMINAS A.4.1 a A.4.7</u>	863
A.5 <u>FORMA DE PRESENTACIÓN DE LOS PLANOS ESTRUCTURALES DE UN EDIFICIO. LÁMINAS A.5.1 a A.5.16</u>	872

BIBLIOGRAFÍA GENERAL

- 1.- American Concrete Institute. Comité 340. "Design Handbook". Volumen 1. Publicación SP-17 (81). ACI, 1981, 508 págs.
- 2.- American Concrete Institute. Comité 340. "Design Handbook". Volumen 2. Publicación SP-17A (78). ACI, 1978, 214 págs.
- 3.- American Concrete Institute. Comité 315. "ACI Detailing Manual - 1980". Publicación SP-66. ACI, 1980, 206 págs.
- 4.- American Concrete Institute. Comité 340. "Slab Design". Publicación SP-17 (73) (S). ACI, 1978, 134 págs.
- 5.- Applied Technology Council, ATC. "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Building". Publicación ATC 3-06 - 1978. 505 págs.
- 6.- Arnal, Enrique y Paparoni, Mario. "Guía para el Proyecto Antisísmico de Edificios Prefabricados". Ediciones BANAP. Caracas, 1978.
- 7.- Arnold, Christopher; Reitherman, Robert. "Building Configuration & Seismic Design". John Wiley and Sons. Inc. New York, 1982, 296 págs.
- 8.- Beton Kalender. Ed. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlín, 1952.
- 9.- Bincy Kumar Chatterjee. "Theory and Design of Concrete Shells". Ed. Eduard Arnold Ltd. Londres, 1971.
- 10.- Comisión de Normas de Estructuras para Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano. "Estructuras de Concreto Armado para Edificios, Análisis y Diseño". COVENIN-MINDUR 1753-81 Caracas, 1981.
- 11.- Comisión de Normas de Estructuras para Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano. "Edificaciones Antisísmicas". COVENIN-MINDUR 1756, Caracas, 1982.
- 12.- Comisión de Normas de Estructuras para Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano. "Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones". COVENIN-MINDUR 2002, Caracas, 1983.



- 13.- Comisión de Norma de Estructuras para Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano. "Norma para el Cálculo de la Acción del Viento en el Proyecto de Edificaciones". COVENIN-MINDUR, en preparación.
- 14.- Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo. FUNVISIS. "Segunda fase del Estudio del Sismo ocurrido en Caracas, el 29 de julio de 1967. Ministerio de Obras Públicas. Caracas, 1978.
- 15.- Council on Tall Buildings and Urban Habitat. "Tall Building Criteria and Loading". Volúmenes S.C., C.B., C.L., Monograph of Planning and Design of Tall Buildings". American Society of Civil Engineers, New York, 1980.
- 16.- Dowrick, D.J. "Earthquake Resistent Design". John Wiley and Sons Inc., New York, 1977, 374 págs.
- 17.- Elwyn E. Scelye. "Design". Ed. John Wiley and Sons, Inc. Londres, 1945.
- 18.- Fintel, Mark. Editor. "Handbook of Concrete Engineering". Van Nostrand Reinhold Co., New York, 1974, 801 págs.
- 19.- Franz Schuster. Escaleras. Ed. Blume, Barcelona, 1964.
- 20.- Guerrin, A. "Traite de Beton Armé". Dunod. Tomo 3. París, 1969, 322 págs.
- 21.- Heliacero. "Tablas para el Diseño de Fundaciones Cuadradas de Concreto Armado". Caracas, 1975.
- 22.- Hsu y Kemp. "Tentative Design Criteria for Torsion". ACI Journal V 66, N° 1, enero de 1969. Detroit, Estados Unidos.
- 23.- Le Covec, J. "Momento d'emploi des Regles B.A. 1960". Ed. Dunod - París, 1964.
- 24.- Mattock, A.H. "How to Design for Torsion". Special Publication N° 18 "Torsion of Structural Concrete". American Concrete Institute. Detroit, 1968.



- 25.- Ministerio de Obras Públicas. "Manual para Cálculo de Edificios". Ed. Cooperativa de Artes Gráficas. Caracas, 1944.
- 26.- Merriman y Wiggin. "American Civil Engineers' Handbook". Ed. John Wiley and Sons. New York, 1930.
- 27.- Park, R. y Paulay, L. "Reinforced Concrete Structures". Ed. Wiley - Interscience. New York, 1975.
- 28.- Porrero, Joaquín; Ramos, Carlos; Grases, José. "Manual del Concreto Fresco". 2a Edición. AVESIPÉ. Caracas, 1979. 217 págs.
- 29.- Portland Cement Association. "Notes on ACI 318-77". PCA, 1980.
- 30.- Prestressed Concrete Institute. "PCI Design Handbook". 1ª Edición. Illinois, 1972.
- 31.- Rice, Paul F.; Hoffman, Eduard S. "Structural Design Guide to the ACI Building Code. 2a Edición. Van Nostrand Reinhold Co., New York, 1979, 470 págs.
- 32.- Unidad de Investigación del Ministerio del Desarrollo Urbano. "Especificaciones, Codificación y Medición". Sector Construcción. Parte II Edificios. COVENIN-MINDUR 2000-80 Caracas, 1980.

CAPITULO

1

*Tablas de
Uso General*





En el presente listado se incluye las notaciones correspondientes a las Normas de "Estructuras de Concreto Armado para Edificios - Análisis y Diseño" - COVENIN - MINDUR 1753-81; "Edificaciones Antisísmicas" COVENIN - MINDUR 1756-80 82; "Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones" - COVENIN - MINDUR.

- A = Área efectiva del concreto en tracción que rodea la armadura de flexión traccionada, y que tiene el mismo baricentro que tal armadura, dividida por el número de barras o alambres, cm^2 . Cuando la armadura de flexión se compone de barras o alambres de diferentes diámetros, el número de barras o alambres se calculará como el área total de la armadura dividido por el área del alambre o barra más grande que se utilice.
- A_b = Área de una barra individual, cm^2 .
- A_c = Área de la sección de concreto que resiste transferencia de corte, cm^2 .
- A_c = Área del núcleo de un miembro comprimido zunchado, medida hasta el diámetro exterior del zuncho, cm^2 .
- A_c = Área de concreto que resiste la fuerza cortante e igual al producto del espesor del alma por la altura total de la sección.
- A_d = Ordenada del espectro de diseño expresada como fracción de la aceleración de gravedad.
- A_g = Área total de la sección, cm^2 .
- A_j = Área de la junta, cm^2 .
- A_n = Área de la armadura de corte paralelas a las armaduras de flexión traccionadas, cm^2 .
- A_ℓ = Área total de las armaduras longitudinales que resisten torsión, cm^2 .
- A_o = Aceleración máxima del terreno expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad.



- A_s = Área de la armadura en tracción, cm^2 .
 A'_s = Área de la armadura en compresión, cm^2 .
 A_t = Área de perfil de acero estructural, tubo o perfiles tubulares en una sección mixta, cm^2 .
 A_{t_1} = Área de una rama de estribo cerrado que resiste torsión dentro de una distancia s , cm^2 .
 A_v = Área de las armaduras de corte dentro de una distancia s , o áreas de las armaduras de corte perpendiculares al refuerzo de flexión en tracción dentro de una distancia s , para vigas-pared sometidas a flexión, cm^2 .
 A_w = Área de un alambre individual que se va a desarrollar o a emplear, cm^2 .
 A_{ch} = Área de la sección transversal de un miembro, medido de la armadura transversal hacia afuera, cm^2 .
 A_{sa} = Proyección sobre A_c del área total de armadura que atraviesa el plano que contiene A_c .
 A_{sh} = Área total de la sección transversal de ligaduras cerradas.
 A_{st} = Área total de la armadura longitudinal, (barras o perfiles de acero), cm^2 .
 A_{vf} = Área de las armaduras de corte por fricción, cm^2 .
 A_{vf} = Área total del refuerzo normal a la junta de construcción.
 A_{vh} = Área de las armaduras de corte paralelas al refuerzo de flexión en tracción, dentro de una distancia s_2 , cm^2 .
 A_1 = Área cargada.
 A_2 = Área máxima de la base de un tronco de pirámide o cono contenido completamente dentro del apoyo que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada.
 B = Ancho de la planta en la dirección normal a la analizada.



- C = Cohesión.
 C = Coeficiente sísmico.
 CP = Cargas permanentes, o momentos y fuerzas internos relacionados con ellas.
 CV = Cargas variables, o momentos y fuerzas internos relacionados con ellas.
 C_m = Factor que relaciona el diagrama de momento real con un diagrama equivalente de momento uniforme.
 C_p = Coeficientes sísmicos de elementos o partes de estructuras.
 C_t = Factor que relaciona las propiedades de los esfuerzos constantes y de torsión.

$$= \frac{b_w d}{\sum y}$$

 C_u = Coeficiente de uniformidad de suelos.
 D = Factor de ductilidad.
 E_c = Módulo de elasticidad del concreto, kg/cm^2 .
 E_d = Empuje dinámico.
 E_s = Módulo de elasticidad de la armadura, kg/cm^2 .
 E_{cb} = Módulo de elasticidad del concreto de la viga, kg/cm^2 .
 E_{cs} = Módulo de elasticidad del concreto de la losa, kg/cm^2 .
 ED = Efecto debido al empuje del suelo u otro material bajo condiciones dinámicas.
 EI = Rigidez a la flexión de un miembro comprimido.



F	= Presión lateral de líquidos, o momentos y fuerzas internos relacionados con ellas.
F	= Fuerza lateral.
F_p	= Fuerzas debidas a la acción sísmica sobre partes de edificaciones u otras estructuras.
F_t	= Fuerza lateral concentrada en el último nivel considerado.
H	= Empuje lateral de tierra, o momentos y fuerzas internos relacionados con él.
I	= Momento de inercia de la sección que resiste las cargas mayores.
I_b	= Momento de inercia baricéntrico de la sección total de la viga, calculado sin tomar en cuenta la placa a los lados de la viga.
I_e	= Momento de inercia efectivo para el cálculo de la flecha.
I_g	= Momento de inercia de la sección total del concreto alrededor del eje que pasa por el baricentro despreciando la armadura.
I_s	= Momento de inercia baricéntrico de la sección total de la franja de placa comprendida entre las líneas medias de los paneles adyacentes a la viga, y sin tomar en cuenta la sección de la viga.
I_t	= Momento de inercia del perfil de acero estructural, tubo o perfil tubular, alrededor del eje que pasa por el baricentro de la sección transversal de un miembro mixto.
I_{cr}	= Momento de inercia de la sección agrietada, transformada a concreto.



I_{se}	= Momento de inercia de la armadura alrededor del eje que pasa por el baricentro de la sección transversal del miembro.
K	= Rigidez lateral de un determinado nivel.
K_b	= Rigidez de la viga.
K_{b1}, K_{b2}	= Rigideces de las vigas a uno y otro lado de la columna.
K_{c1}	= Rigidez de la columna superior.
K_{c2}	= Rigidez de la columna inferior.
K_T	= Rigidez torsional de un determinado nivel.
L	= Mayor dimensión de la planta en la dirección analizada.
M_a	= Momento máximo en un miembro, para la etapa en la que se está calculando la flecha.
M_c	= Momento mayorado a utilizar para el diseño del miembro comprimido.
M_m	= Momento modificado.
$M_{máx}$	= Momento mayorado máximo en la sección, debido a las cargas aplicadas externamente.
M_n	= Resistencia nominal a momento en una sección, kg-cm. = $A_s f_y (d - a/2)$.
M_o	= Momento estático mayorado total.
M_p	= Momento plástico requerido de la sección transversal de una parrilla.
M_t	= Momento torsor.



M_u	=	Momento mayorado en la sección.
M_v	=	Momento resistente de una parrilla.
M_1	=	Valor del menor momento mayorado en el extremo de un miembro comprimido, calculado según un análisis convencional elástico de pórticos, positivo si el miembro se deforma con una sola curvatura, negativo si se deforma con curvatura doble.
M_2	=	Valor del mayor momento mayorado en el extremo de un miembro comprimido, calculado según un análisis convencional elástico de pórticos, siempre positivo.
M^E	=	Momento transmitido por la viga suponiendo empotramiento perfecto.
ΔM^E	=	Máxima diferencia entre los momentos en los extremos de las dos vigas que inciden en la columna por sus caras opuestas, con los otros extremos rígidamente empotrados, suponiendo una de las vigas cargada y la otra no.
M_{c1}	=	Momento en la base de la columna superior.
M_{c2}	=	Momento en el tope de la columna inferior.
M_{cr}	=	Momento de agrietamiento por flexión en una sección.
N	=	Número de niveles de una edificación.
N_u	=	Carga axial mayorada que se presenta simultáneamente con V_u ; positiva para compresión, negativa para tracción, incluye los efectos de tracción ocasionados por la fluencia y la retracción.
N_{uc}	=	Fuerza de tracción mayorada que actúa simultáneamente con V_u sobre la ménsula, positiva para tracción.



N_1	=	Número de modos a considerar en el análisis dinámico.
P_b	=	Resistencia nominal a carga axial, en condiciones de deformación balanceada.
P_c	=	Carga crítica.
P_j	=	Suma algebraica de las fuerzas de gravedad y sísmicas normales a la superficie de la junta y actúan simultáneamente con la fuerza cortante.
P_n	=	Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada.
P_o	=	Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad igual a cero.
P_u	=	Carga axial mayorada para una excentricidad dada $\leq \phi P_n$.
P_{nw}	=	Resistencia nominal a carga axial de un muro.
$P-\Delta$	=	Efecto de segundo orden.
K	=	Factor de reducción de respuesta.
S	=	Cargas sísmicas, o momentos y fuerzas internos relacionados con ellas.
T	=	Efectos estructurales acumulados de temperatura, fluencia, retracción de fraguado y asentamientos diferenciales.
T	=	Período fundamental de la edificación en segundos.
T_a	=	Período fundamental en segundos, estimado en base a relaciones empíricas.
T_c	=	Momento torsor resistente nominal atribuido al concreto.
T_n	=	Momento torsor resistente nominal.
T_s	=	Momento torsor resistente nominal atribuido al refuerzo de torsión.
T_u	=	Momento de torsión mayorado en la sección.



T^*	= Valor máximo del período en el intervalo donde los espectros de diseño tienen un valor constante, en segundos.
U	= Resistencia requerida para soportar las cargas mayoradas o los momentos y fuerzas internos relacionados con ellas.
U	= Resistencia última.
V	= Fuerza cortante.
V_c	= Fuerza de corte nominal resistida por el concreto.
V_d	= Fuerza cortante en la sección debida a carga permanente no mayorada.
V_i	= Fuerza cortante mayorada en la sección debida a las cargas aplicadas externamente que se presenta simultáneamente con $M_{\text{máx}}$.
V_j	= Fuerza cortante mayorada en la junta de construcción.
V_n	= Resistencia nominal al corte.
V_o	= Fuerza cortante en la base.
V_o	= Fuerza cortante en la cara del apoyo proveniente de las cargas verticales debidamente mayoradas, determinada en la hipótesis de que la pieza estuviese simplemente apoyada.
V_s	= Resistencia nominal al corte atribuida a las armaduras de corte.
V_u	= Fuerza cortante mayorada en una sección.
V_u	= Fuerza cortante de diseño en la junta suponiendo que el esfuerzo en las armaduras a tracción de las vigas es igual a $1.25 f_y$.
V_{ci}	= Resistencia nominal a corte atribuida al concreto cuando el agrietamiento diagonal resulta de la combinación de corte y momento.
V_{cw}	= Resistencia nominal a corte atribuida al concreto, cuando el agrietamiento diagonal resulta del exceso del esfuerzo de tracción principal en el alma.
V_{nh}	= Resistencia nominal a corte horizontal.



W	= Carga de viento, o momentos y fuerzas internos relacionados con ella.
W	= Peso total de la edificación por encima del nivel de base.
W_p	= Peso de elementos o partes de estructuras.
W_u	= Carga mayorada por unidad de longitud de viga o por área unitaria de placa o losa.
a	= Luz corte: distancia entre la carga concentrada y la cara del apoyo.
a	= Altura del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.
a	= Flecha máxima de un miembro bajo la carga de ensayo, con respecto a la línea recta que une sus apoyos o del extremo libre de un voladizo con respecto a su apoyo, cm.
a_d	= Factor de amplificación debido a efectos de segundo orden.
b	= Ancho de la zona comprimida del miembro, cm.
b_o	= Perímetro de la sección crítica para placas y zapatas, cm.
b_v	= Ancho de la sección transversal en la superficie de contacto, para el cálculo del corte horizontal.
b_w	= Ancho del alma, o diámetro de una sección circular, cm.
c	= Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el eje neutro, cm.
c_1	= Dimensión de la columna, capitel o ménsula de sección rectangular o rectangular equivalente, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, cm.



- c_2 = Dimensión de la columna, capitel o ménsula de sección rectangular equivalente, medida transversalmente a la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, cm.
- d = Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el centroide de la armadura a compresión, cm.
- d = Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la armadura en tracción para la sección compuesta total, cm.
- d = Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro del refuerzo longitudinal en tracción, cm. (Para secciones circulares, d no necesita ser menor que la distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro del refuerzo en tracción de la mitad opuesta del miembro).
- d_b = Diámetro nominal de la barra o alambre, cm.
- d_c = Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema traccionada hasta el centro de la barra o alambre ubicado más cerca de ella, cm.
- d_p = Diámetro del pilote a nivel del cabezal.
- d_s = Distancia desde la fibra extrema traccionada hasta el centroide de la armadura a tracción, cm.
- e = Excentricidad estática.
- f'_c = Resistencia especificada del concreto en compresión kg/cm^2 .
- $\sqrt{f'_c}$ = Raíz cuadrada de la resistencia especificada del concreto en compresión, kg/cm^2 .
- f_d = Esfuerzo debido a la carga permanente no mayorada, en la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tracción se debe a cargas aplicadas externamente, kg/cm^2 .



- f_r = Módulo de rotura del concreto, kg/cm^2 .
- f_s = Esfuerzo calculado en la armadura, bajo cargas de servicio, kg/cm^2 .
- f_y = Resistencia cedente especificada de las armaduras en tracción, kg/cm^2 .
- f_{cr} = Resistencia promedio a usarse como base para seleccionar la dosificación del concreto, kg/cm^2 .
- f_{ct} = Resistencia promedio a la tracción indirecta del concreto de agregado liviano, kg/cm^2 .
- f_{yh} = Resistencia cedente especificada de la armadura transversal, kg/cm^2 .
- g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg^2 .
- h = Espesor total del miembro, cm.
- h = Altura.
- h_c = Dimensión transversal del núcleo de la columna medido centro a centro de la armadura confinada.
- h_c = Espesor de la pared en secciones rectangulares en cajón.
- h_v = Espesor total de la sección transversal de una parrilla, cm.
- h_w = Altura total del muro desde la base hasta la parte superior, cm.
- k = Factor de longitud efectiva para miembros comprimidos.
- ℓ = Luz de cálculo para vigas o losas en una dirección; saliente libre de voladizos, cm.
- ℓ_a = Longitud de desarrollo adicional en el apoyo, o en el punto de inflexión, cm.
- ℓ_c = Altura libre del muro.
- ℓ_d = Longitud de desarrollo, cm.
- ℓ_{cs} = Longitud de anclaje de barras con gancho estandar de 90° .
- ℓ_{ah} = Longitud de anclaje de barras rectas.



- ℓ_{dh} = Longitud de desarrollo de los ganchos estándar en tracción, cm.
- ℓ_{hb} = Longitud básica de desarrollo de los ganchos estándar en tracción, cm.
- ℓ_n = Longitud de la luz libre en la dirección en la cual se determinan los momentos, medida cara a cara de los apoyos.
- ℓ_n = Luz libre en la dirección más larga para construcciones armadas en dos direcciones, medida cara a cara de los apoyos en placas sin vigas y medida cara a cara de las vigas u otros apoyos en los demás casos.
- ℓ_n = Luz libre.
- ℓ_n = Luz libre para momentos positivos o fuerzas cortantes y promedio de luces libres adyacentes para momentos negativos.
- ℓ_t = Luz de un miembro bajo la carga de ensayo (luz más corta de los paneles de placas con o sin vigas de apoyo). Excepto lo establecido en la Sección 17.4.9., luz de un miembro es la distancia entre los centros de los apoyos, o la distancia libre entre ellos, más el espesor del miembro, el que sea menor, cm.
- ℓ_u = Longitud no soportada del miembro comprimido.
- ℓ_v = Longitud del brazo de una parrilla desde el baricentro de la carga concentrada o reacción, cm.
- ℓ_w = Longitud horizontal del muro, cm.
- ℓ_1 = Longitud de la luz en la dirección en la cual se determinan los momentos, medida centro a centro de los apoyos.
- ℓ_2 = Longitud de la luz transversal a ℓ_1 , medida centro a centro de los apoyos.



- m = Factor de modificación de cortantes.
- n = Índice de vacíos.
- p = Exponente que define la rama descendente del espectro.
- q = Cuantía mecánica = $\rho \frac{f_y}{f'_c}$.
- r = Radio de giro de la sección transversal de un miembro comprimido.
- r = Radio de giro del piso.
- s = Separación de las armaduras de corte o de torsión en dirección paralela al refuerzo longitudinal, cm.
- s_w = Separación del alambre que se va a desarrollar, o empalmar, cm.
- s_1 = Separación de las armaduras verticales en el muro, cm.
- s_2 = Separación de las armaduras de corte o de torsión en dirección perpendicular al refuerzo longitudinal o de las armaduras horizontales en el muro, cm.
- \bar{s} = Desviación estándar de ensayos de resistencia individuales, kg/cm².
- v_c = Esfuerzo cortante nominal absorbido por el concreto, kg/cm².
- v_s = Esfuerzo cortante nominal absorbido por los estribos, kg/cm².
- v_u = Esfuerzo cortante nominal, kg/cm².
- w = Carga de diseño por unidad de longitud de viga o por unidad de área de losa.
- w_c = Peso unitario del concreto, kg/m³.



- w_p = Carga permanente por unidad de área.
- w_u = Carga mayorada por unidad de área.
- w_v = Carga variable por unidad de área.
- x = Dimensión total menor de una parte rectangular de una sección transversal.
- x_1 = Dimensión más corta centro a centro de un estribo rectangular cerrado.
- $\sum x^2 y$ = Propiedades de la sección sometida a torsión.
- y = Dimensión total mayor de una parte rectangular de una sección transversal.
- y_1 = Dimensión más larga, centro a centro, de un estribo rectangular cerrado.
- y_t = Distancia del eje baricéntrico de la sección total, despreciando las armaduras (paralelo al eje neutro) hasta la fibra extrema en tracción.
- z = Cantidad que limita la distribución de la armadura de flexión.
- Δ = Desplazamiento lateral total incluido los efectos inelásticos; el subíndice e denota la parte elástica del mismo.
- θ = Coeficiente de estabilidad.
- ϕ_{im} = Coordenada modal del nivel i en el modo m .
- α = Coeficiente que cuantifica la relación entre la rigidez de la placa. Se calcula como:

$$\frac{E_{cb} z_b}{E_{cs} I_s}$$



- α = Relación de la rigidez a flexión de la sección de la viga a la rigidez a flexión de un ancho de losa limitado lateralmente por la línea central del panel adyacente (si lo hay) a cada lado de la viga.
- α = Angulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del miembro.
- α = Coeficiente de uso.
- α_m = Valor promedio de α para todas las vigas en los bordes de un panel.
- α_t = Coeficiente definido como una función de y_1/x_1 .
- α_v = Relación de la rigidez del brazo de la parrilla a la sección de la placa mixta que lo rodea.
- β = Relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de placas.
- β = Relación del lado largo al corto de la zapata o cabezal.
- β = Factor de magnificación promedio.
- β_b = Relación del área de las armaduras interrumpidas al área total de barras sometidas a tracción en la sección.
- β_c = Relación del lado largo al lado corto del área de carga concentrada o de reacción.
- β_d = Relación del máximo momento mayorado de la carga permanente al máximo momento mayorado de la carga total, siempre positiva.
- β_s = Relación de la longitud de los bordes continuos al perímetro total de un panel de placa.



- β_1 = Factor definido en la Sección 10.2.7.
- γ = Peso unitario.
- γ_f = Fracción de momento no equilibrado transferido por flexión en las uniones placa-columna.
- γ_s = Peso específico aparente del terreno.
- γ_t = Fracción del momento transferido por flexión en las uniones losa-columna.
- γ_v = Fracción del momento no balanceado transferido por excentricidad de corte en las conexiones losa-columna.
- $\quad = 1 - \gamma_f$
- δ = Ángulo de rozamiento entre el terreno y el muro.
- δ = Factor de magnificación del momento flector.
- δ = Diferencia entre los desplazamientos totales (Δ) entre dos niveles consecutivos.
- ϵ_{kj} = Factor de acoplamiento de los modos k y j .
- μ = Coeficiente de fricción.
- μ = Factor de modificación de cortantes.
- ν = Valor genérico de diseño.
- ρ = Cuantía relativa de la armadura en tracción.
- $\quad = A_s/bd$
- ρ = Factor de reducción de volcamiento.
- ρ_a = Cociente A_{sa}/A_c



- ρ_b = Cuantía de la armadura que produce condiciones de deformación balanceada.
- ρ_g = Relación de la armadura total al área total de la sección transversal de la columna.
- ρ_h = Relación del área de las armaduras horizontales de corte al área total de concreto de la sección vertical.
- ρ_n = Relación del área de las armaduras verticales de corte al área total de concreto de la sección horizontal.
- ρ_s = Relación del volumen de la armadura de los zunchos al volumen total del núcleo (medido por la parte exterior de los zunchos) en un miembro comprimido zunchado.
- ρ_s = Cuantía de la armadura helicoidal.
- ρ_v = $(A_s + A_n)/bd$
- ρ_w = $A_s/b_w d$
- ρ' = Cuantía relativa de la armadura en compresión.
- $\quad = A'_s/bd$
- τ = Factor de amplificación dinámica del momento torsor.
- ϕ = Factor de minoración de resistencia.
- ϕ = Ángulo de rozamiento interno.

En casos particulares la NOTACION aparece en el tema correspondiente.



EL SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI)

- 1) Emplea siete unidades básicas que son:

Longitud: metro (m)
 Masa: kilogramo (kg)
 Tiempo: segundo (s)
 Intensidad de corriente eléctrica: amperio (A)
 Temperatura: kelvin (K)
 Cantidad de materia: mol (mol)
 Intensidad luminosa: candela (cd).

- 2) Existen las siguientes unidades suplementarias:

Angulo plano: radian (rad)
 Angulo sólido: estereoradián (sr).

- 3) Existen unidades SI derivadas obtenidas combinando las unidades básicas; por ejemplo:

Superficie: metro cuadrado (m^2)
 Volumen: metro cúbico (m^3)
 Velocidad: metro por segundo (m/s)
 Aceleración: metro por segundo cuadrado (m/s^2)
 Densidad: kilogramos por metro cúbico (kg/m^3)
 Volumen específico: metros cúbicos por kilogramo (m^3/kg).

- 4) Existen unidades SI derivadas que tienen nombre especial y símbolo especial; por ejemplo:

Frecuencia: hertz, Hz ; (s^{-1})
 Fuerza: newton, N ; ($kg \cdot m/s^2$)
 Presión: pascal, Pa ; (N/m^2 ; kg/ms^2)
 Energía, trabajo, cantidad de calor: joule, J ; (Nm ; $m^2 \cdot kg/s^2$)
 Potencia: watt, W ; (J/s ; $m^2 \cdot kg/s^3$).



- 5) De las unidades SI derivadas que tienen nombre especial, de acuerdo con el punto anterior, pueden obtenerse otras unidades SI derivadas, tales como las siguientes:

Velocidad dinámica: pascal-segundo, Pas ; (kg/ms)
 Momento de una fuerza: newton-metro, Nm ; ($kg \cdot m^2/s^2$)
 Tensión superficial: newton por metro, N/m ; (kg/s^2).

- 6) De las unidades SI suplementarias pueden derivarse unidades como las siguientes:

Velocidad angular: radianes por segundo ; (rad/s)
 Aceleración angular: radianes por segundo cuadrado ; (rad/s^2).

- 7) Para los múltiplos decimales de las unidades SI se han adoptado los prefijos, símbolos y factores de mayoración siguientes:

exa	E	10^{18}
peta	P	10^{15}
tera	T	10^{12}
giga	G	10^9
mega	M	10^6
kilo	k	10^3
hecto	h	10^2
deca	da	10

- 8) Para los submúltiplos decimales de las unidades SI, se han adoptados los prefijos símbolos y factores de minoración siguientes:

deci	d	10^{-1}
centi	c	10^{-2}
mili	m	10^{-3}
micro	u	10^{-6}
nano	n	10^{-9}
pico	p	10^{-12}
fento	f	10^{-15}
ato	a	10^{-18}



- 9) Existen, en campos específicos, múltiplos y submúltiplos de unidades SI que no son decimales. Ejemplo:

Para el ángulo plano:

vuelta, tr ; $1 \text{ tr} = 2 \pi \text{ rad}$

grado, ° ; $1^\circ = \frac{\pi}{180} \text{ rad}$

minuto de ángulo, ' ; $1' = \frac{\pi}{10800} \text{ rad}$

segundo de ángulo, " ; $1'' = \frac{\pi}{648000} \text{ rad}$

Para el tiempo:

día, d ; $1 \text{ d} = 86400 \text{ s}$

hora, h ; $1 \text{ h} = 3600 \text{ s}$

minuto, m ; $1 \text{ m} = 60 \text{ s}$

- 10) Existen algunos múltiplos o submúltiplos de unidades SI que reciben nombres especiales de uso tradicional y que son mantenidos temporalmente dentro del sistema. Ejemplos:

Volumen: litro, l ; $1 \text{ l} = 10^{-3} \text{ m}^3$

Masa: tonelada, t ; $1 \text{ t} = 10^3 \text{ kg}$

Presión: bar, bar ; $1 \text{ bar} = 10^5 \text{ Pa}$

Superficie: área, a ; $1 \text{ a} = 10^2 \text{ m}^2$

Superficie: hectárea, ha ; $1 \text{ ha} = 10^4 \text{ m}^2$

Longitud: milla marina, mm ; $1 \text{ mm} = 1852 \text{ m}$

Presión: atmósfera, atm ; $1 \text{ atm} = 101235 \text{ Pa}$

Velocidad: nudo ; 1 nudo es igual a 1 milla marina por hora,
($1 \text{ nudo} = 1852/3600 \text{ m/s}$)

Presión: gal, gal ; $1 \text{ gal} = 1 \text{ cm/s}^2$; $1 \text{ gal} = 10^{-2} \text{ m/s}^2$.



- 11) El kilogramo fuerza (kgf) no se emplea dentro de este sistema. La unidad SI de fuerza es el Newton ; se tiene: $1 \text{ kgf} = 9,80665 \text{ N}$.

En algunas aplicaciones prácticas, que no requieran mucha exactitud, se sustituye el antiguo kilogramo fuerza por el decanewton:

$1 \text{ kgf} \quad 1 \text{ daN}$.



TABLA 1.1

MULTIPLICAR	POR	PARA OBTENER
Acres	0.4047	ha
Atmósferas	1.01325	bar
Atmósferas	76.00	cm de Hg (0°C)
Atmósferas	1.013250 x 10 ⁶	dinas/cm ²
Atmósferas	1.033227	kg/cm ²
Atmósferas	10332.27	kg/m ²
Atmósferas	2116.22	lbs/pie ²
Atmósferas	14.6960	lbs/pulg ²
Atmósferas	101325.00	pascales (pa)
Bar	75.0062	cm de Hg (0°C)
Bar	1 x 10 ⁶	dinas/cm ²
Bar	1.019716	kg/cm ²
Bar	10197.16	kg/m ²
Bar	14.50377	lbs/pulg ²
Bar	100.000.00	N/m ²
Bar	100 000 00	pascales (pa)
Barriles de Petróleo	158.9	lts
Caballos de Fuerza (H.P.)	0.7457	kw
Centímetro	0.03280840	pies (U.S.)
Centímetro	0.3937008	pulg (U.S.)
cm de Hg (0°C)	0.0131579	atm
cm de Hg (0°C)	0.01333221	bar
cm de Hg (0°C)	13332.21	dinas/cm ²
cm de Hg (0°C)	0.01359508	kg/cm ²
cm/seg	0.036	km/hora
cm ²	0.15499969	pulg ² (U.S.)
Dinas	1.019716 x 10 ⁻⁶	kg
Dinas	2.248089 x 10 ⁻⁶	lbs
Dinas	0.00001	Newton



MULTIPLICAR	POR	PARA OBTENER
Dinas/cm ²	9.869233 x 10 ⁻⁷	atm
Dinas/cm ²	1 x 10 ⁻⁶	bar
Dinas/cm ²	7.500615 x 10 ⁻⁵	cm de Hg (0°C)
Dinas/cm ²	0.01019716	kg/m ²
Dinas/cm ²	0.00208855	lbs/pie
Dinas/cm ²	1.45038 x 10 ⁻⁵	lbs/pulg ²
°Sexagesimales	0.0174533	rad
Gramos	980.665	dinas
Gramos	0.002679229	lb (avdp)
Gramos	0.03215074	onzas (avdp)
Hectáreas (has)	2.471054	acres (U.S.)
Kilogramos	980665	dinas
Kilogramos	2.204622	lb (avdp)
Kilogramos	35.27397	onzas
Kilogramos	0.001	tons (2000 lb)
Kilogramos	0.001102311	tons (2000 lb)
Kilogramos	0.0009842064	tons (2240 lb)
Kilogramo-fuerza	9.806650	Newton
Kilogramo/cm ²	0.967841	atm
Kilogramo/cm ²	0.980665	bar
Kilogramo/cm ²	73.5559	cm de Hg (0°C)
Kilogramo/cm ²	980665	dinas/cm ³
Kilogramo/cm ²	2048.163	lb/pie ²
Kilogramo/cm ²	14.22334	lb/pulg ²
Kilogramo/cm ²	10.00028	m de agua (4°C)
Kilogramos/metro ²	9.67841 x 10 ⁻⁵	atm
Kilogramos/metro ²	9.80665 x 10 ⁻⁵	bar
Kilogramos/metro ²	0.00735559	cm de Hg (0°C)
Kilogramos/metro ²	98.0665	dinas/cm ²
Kilogramos/metro ²	0.2048161	lb/pie ²
Kilogramos/metro ²	0.001422340	lb/pulg ²



MULTIPLICAR	POR	PARA OBTENER
Kilogramos/metro ²	0.001000028	m de agua (4°C)
Kilogramos/metro ²	9.806650	N/m ²
Kilogramos/metro ²	9.8066500	pa
Kilogramos/metro ²	0.002204613	kips
Kilómetros	0.6213712	millas (U.S. statute)
Kilonewton/metro ²	0.1450377	lb/pulg ²
Kilopondio	9.806650	N
Kips	1000	lb
Kips	453.59	kg
Libras	444.822	dinas
Libras (avdp)	453.5924277	gr
Libras (avdp)	0.4535924	kg
Libras (avdp)	16.00	onzas (avdp)
Libra	1 x 10 ⁻³	kips
Libra-fuerza	4.448222	N
Libras/pie ²	0.000472540	atm
Libras/pie ²	0.000478801	bar
Libras/pie ²	0.0359131	cm de Hg (0°C)
Libras/pie ²	478.801	dinas/cm ²
Libras/pie ²	4.882429	kg/m ²
Libras/pie ²	0.00488254	m de agua (4°C)
Libras/pie ²	47.88026	pa
Libras/pulg ²	0.0680457	atm
Libras/pulg ²	0.06894757	bar
Libras/pulg ²	5.17148	cm de Hg (0°C)
Libras/pulg ²	68947.3	dinas/cm ²
Libras/pulg ²	703.067	kg/m ²
Libras/pulg ²	6.894757	k.N/m ²



MULTIPLICAR	POR	PARA OBTENER
Libras/pulg ²	144.00	lbs/pie ²
Libras/pulg ²	0.703086	m de agua (40°C)
Libras/pulg ²	0.5894757	N/cm ²
Libras/pulg ²	6894.757	pa
Libras x pulg ²	2.926408	kg x cm ²
Libras x pulg ²	0.006944444	lb x pies ²
Metros	1 x 10 ¹⁰	angstrom
Metros	1 x 10 ⁶	micras
Metros	0.0006213712	millas (U.S. statute)
Metros	3.280840	pies (U.S.)
Metros	39.37008	pulg (U.S.)
Metros de Hg (0°C)	1.31579	atm
Metros de Hg (0°C)	1.333224	bar
Metros de Hg (0°C)	1.35951	kg/cm ²
Metros de Hg (0°C)	19.3368	lb/pulg ²
Millas (U.S. statute)	1609.3472	m
Newton	100.000	dinas
Newton	0.2248089	lb (avdp)
Newton	0.1019716	kg-fuerza
Newton	0.1019716	kilopondio
Newton	0.2248089	lb-fuerza
Newton/metro ²	0.00001	bar
Newton/metro ²	0.1019716	kg/m ²
Newton/metro ²	0.0001450377	lb/pulg ²
Newton/metro ²	1.00	pa
Onzas (avdp)	28.349527	gr
Onzas (avdp)	0.028349527	kg
Onza (troy)	31.103481	gr
Onzas fuerza	0.2780139	N



<u>MULTIPLICAR</u>	<u>POR</u>	<u>PARA OBTENER</u>
Pascal	0.00001	bar
Pascal	0.1019716	kg/m ²
Pascal	0.02088543	lb/pie ²
Pascal	0.0001450377	lb/pulg ²
Pascal	1.00	N/m ²
Pies (U.S.)	30.4800609	cm
Pies (U.S.)	0.3048	m
Pulgadas de agua (4°C)	0.002458	atm
Pulgadas de agua (39.2°F)	2.5399	gr/cm ²
Pulgadas de agua (39.2°F)	25.399	kg/m ²
Pulgadas de agua (39.2°F)	5.2022	lb/pie ²
Pulgadas de agua (39.2°F)	0.0361265	lb/pulg ²
Pulgadas de agua (39.2°F)	0.073554	pulg mercurio (32°F)
Pulgadas agua (60°F)	0.0024559	atm
Pulgadas agua (60°F)	0.0024559	bar
Pulgadas agua (60°F)	0.0025375	kg/cm ²
Pulgadas agua (60°F)	5.1972	lb/pie ²
Pulgadas agua (60°F)	0.0360919	lb/pulg ²
Pulgadas mercurio (32°F)	0.0334211	atm
Pulgadas mercurio (32°F)	0.0338640	bar
Pulgadas mercurio (32°F)	33864.0	dinas/cm ²
Pulgadas mercurio (32°F)	34.5316	gr/cm ²
Pulgadas mercurio (32°F)	0.0345316	kg/cm ²
Pulgadas mercurio (32°F)	345.316	kg/m ²
Pulgadas mercurio (32°F)	70.7266	lb/pie ²
Pulgadas mercurio (32°F)	0.491157	lb/pulg ²
Pulg (U.S.)	0.0254000508	m
Radianes	57.2958	°sexag
Toneladas (2000 lb)	907.1847	kg

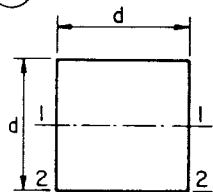


<u>MULTIPLICAR</u>	<u>POR</u>	<u>PARA OBTENER</u>
Toneladas (2000 lb)	0.90718486	t métricas
Toneladas (2240 lb)	1016.047	kg
Toneladas (2240 lb)	2240	lb (avdp)
Toneladas (2240 lb)	1.01604704	t métricas
Unidades astronómicas	1.495 x 10 ⁸	km
Yardas (U.S.)	91.44018	cm
Yardas (U.S.)	0.9144	m



TABLA 1.2

1



$$A = d^2$$

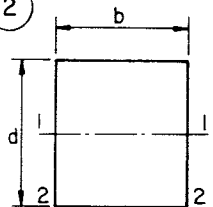
$$I_1 = \frac{d^4}{12}$$

$$I_2 = \frac{d^4}{3}$$

$$R_1 = 0.2887 d$$

$$R_2 = 0.5774 d$$

2



$$A = bd$$

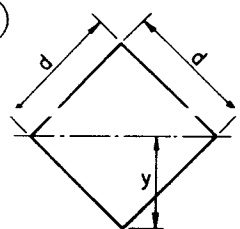
$$I_1 = \frac{bd^3}{12}$$

$$I_2 = \frac{bd^3}{3}$$

$$R_1 = 0.2887 d$$

$$R_2 = 0.5774 d$$

3



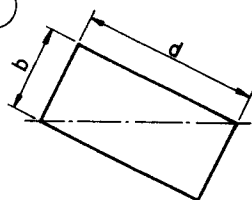
$$A = d^2$$

$$v = 0.7071 d$$

$$I = \frac{d^4}{12}$$

$$R = 0.2887 d$$

4



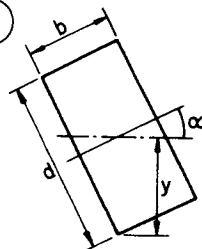
$$A = bd$$

$$y = \frac{bd}{\sqrt{b^2 + d^2}}$$

$$I = \frac{b^3 d^3}{6(b^2 + d^2)}$$

$$R = \frac{bd}{\sqrt{6(b^2 + d^2)}}$$

5



$$A = bd$$

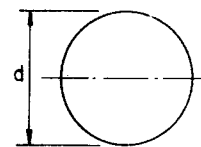
$$y = \frac{b \sin \alpha + d \cos \alpha}{2}$$

$$I = \frac{bd(b^2 \sin^2 \alpha + d^2 \cos^2 \alpha)}{12}$$

$$R = \sqrt{\frac{b^2 \sin^2 \alpha + d^2 \cos^2 \alpha}{12}}$$



6



$$A = \frac{\pi d^2}{4} = 0.7854 d^2$$

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = 0.0491 d^4$$

$$R = \frac{d}{4}$$

7

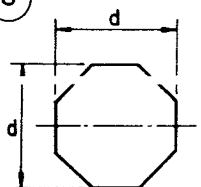


$$A = 0.8660 d^2$$

$$I = 0.060 d^4$$

$$R = 0.264 d$$

8

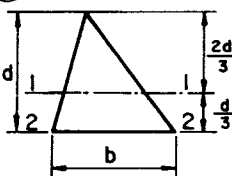


$$A = 0.828 d^2$$

$$I = 0.055 d^4$$

$$R = 0.257 d$$

9



$$A = \frac{bd}{2}$$

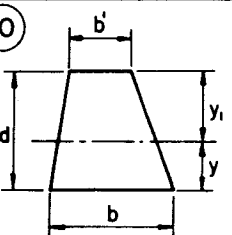
$$I_1 = \frac{bd^3}{36}$$

$$I_2 = \frac{bd^3}{12}$$

$$R_1 = 0.236 d$$

$$R_2 = 0.408 d$$

10



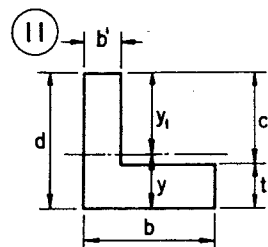
$$A = \frac{d}{2} (b + b')$$

$$y_1 = \frac{d(2b + b')}{3(b + b')}$$

$$y = \frac{d(b + 2b')}{3(b + b')}$$

$$I = \frac{d^2(b^2 + 4bb' + b'^2)}{36(b + b')}$$

$$R = \frac{d}{6(b + b')} \sqrt{2(b^2 + 4bb' + b'^2)}$$



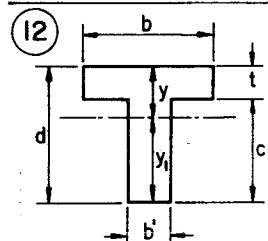
$$A = bt + b'c$$

$$y = \frac{d^2 b' + t^2 (b - b')}{2(bt + b'c)}$$

$$y_1 = d - y$$

$$I = \frac{b'y_1^3 + by^3 - (b - b')(y - t)^3}{3}$$

$$R = \sqrt{\frac{I}{A}}$$



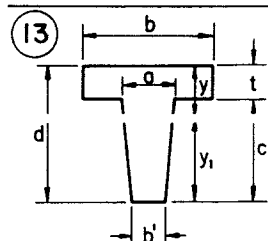
$$A = bt + b'c$$

$$y = \frac{d^2 b' + t^2 (b - b')}{2(bt + b'c)}$$

$$y_1 = d - y$$

$$I = \frac{b'y_1^3 + by^3 - (b - b')(y - t)^3}{3}$$

$$R = \sqrt{\frac{I}{A}}$$



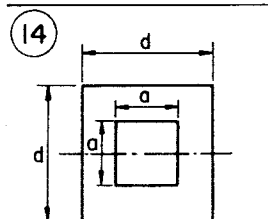
$$A = bt + \frac{c(a + b')}{2}$$

$$y = \frac{3bt^2 + 3b'c(d + t) + c(a - b')(c + 3t)}{2[2bt + c(a + b')]}$$

$$y_1 = d - y$$

$$I = \frac{4bt^3 + c^3(3b' + a)}{12} - A(y - t)^2$$

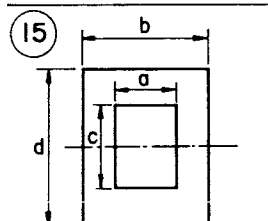
$$R = \sqrt{\frac{I}{A}}$$



$$A = d^2 - a^2$$

$$I = \frac{d^4 - a^4}{12}$$

$$R = \sqrt{\frac{d^2 + a^2}{12}}$$



$$A = bd - ac$$

$$I = \frac{bd^3 - ac^3}{12}$$

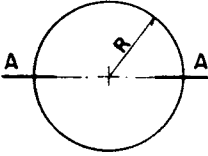
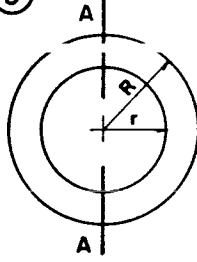
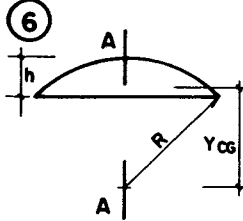
$$R = \sqrt{\frac{bd^3 - ac^3}{12(bd - ac)}}$$



TABLA N° 1.3

SOLIDO	VOLUMEN (V)	MOMENTO DE INERCIA (I)	OTRAS PROPIEDADES
1 CUBO 	L^3	$I_{AA} = \frac{1}{6} V L^2$	
PRISMA RECTANGULAR 2 	$a b h$	$I_{AA} = \frac{1}{12} V \rho (a^2 + b^2)$ $I_{BB} = \frac{V \rho}{12} (b^2 + c^2)$	
PIRAMIDE RECTANGULAR RECTA 3 	$\frac{a b h}{3}$	$I_{AA} = \frac{V \rho}{20} (a^2 + b^2)$ $I_{BB} = \frac{V \rho}{20} (b^2 + \frac{3 h^2}{4})$ $I_{CC} = \frac{V \rho}{20} (c^2 + \frac{3 h^2}{4})$	$Y_{CG} = \frac{h}{4}$



SOLIDO	VOLUMEN (V)	MOMENTO DE INERCIA (I)	OTRAS PROPIEDADES
④ ESFERA 	$\frac{4}{3} \pi R^3$	$I_{AA} = \frac{2}{5} V \rho R^2$	
ESFERA HUECA ⑤ 	$\frac{4}{3} \pi (R^3 - r^3)$	$I_{AA} = \frac{2V\rho}{5} \times \left(\frac{R^5 - r^5}{R^3 - r^3} \right)$	
CASQUETE ESFERICO ⑥ 	$\pi h^2 \left(R - \frac{h}{3} \right)$	$I_{AA} = \frac{2V\rho h}{3R-h} \times \left(R^2 - \frac{3Rh}{4} + \frac{3h^2}{20} \right)$ $Y_{CG} = \frac{3}{4} \times \frac{(2R-h)^2}{3R-h}$	



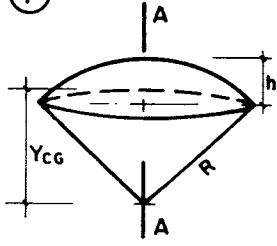
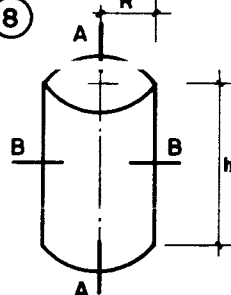
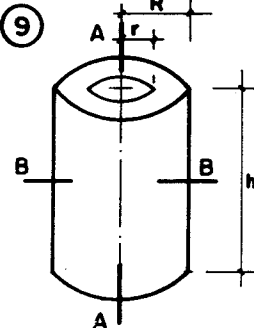
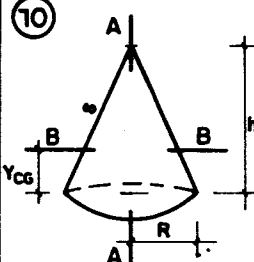
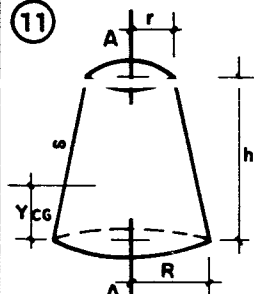
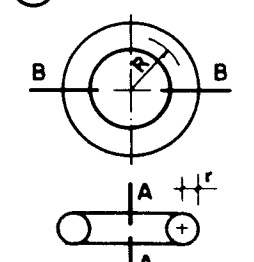
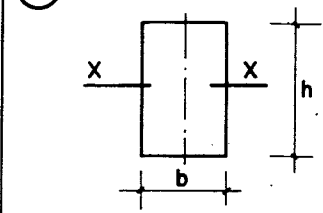
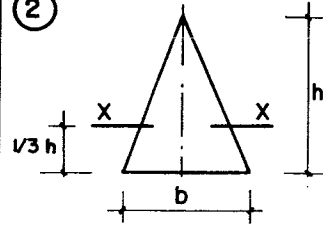
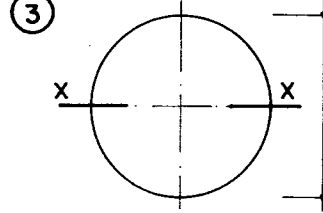
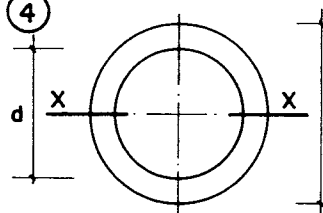
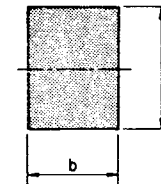
SOLIDO	VOLUMEN (V)	MOMENTO DE INERCIA (I)	OTRAS PROPIEDADES
SECTOR ESFERICO ⑦ 	$\frac{2}{3} \pi R^2 h$	$I_{AA} = \frac{V\rho}{5} (3Rh - h^2)$	$Y_{CG} = \frac{3}{4} \left(R - \frac{h}{2} \right)$
CILINDRO CIRCULAR ⑧ 	$\pi R^2 h$	$I_{AA} = \frac{V\rho}{2} R^2$ $I_{BB} = \frac{V\rho}{12} (3R^2 + h^2)$	
CILINDRO HUECO ⑨ 	$\pi h (R^2 - r^2)$	$I_{AA} = \frac{V\rho}{2} (R^2 + r^2)$ $I_{BB} = \frac{V\rho}{4} \left(R^2 + r^2 + \frac{h^2}{3} \right)$	



TABLA N° 1.4

SOLIDO	VOLUMEN (V)	MOMENTO DE INERCIA (I)	OTRAS PROPIEDADES
CONO CIRCULAR ⑩ 	$\frac{\pi R^2 h}{3}$	$I_{AA} = \frac{3 V \rho R^2}{10}$ $I_{BB} = \frac{3 V \rho}{20} \times \left(R^2 + \frac{h^2}{4} \right)$	$s = \sqrt{R^2 + h^2}$ $Y_{CG} = \frac{h}{4}$
TRONCO DE CONO CIRCULAR ⑪ 	$\frac{\pi h}{3} (R^2 + r^2 + Rr)$	$I_{AA} = \frac{3 V \rho}{10} \times \left(\frac{R^2 - r^2}{R^3 - r^3} \right)$ $Y_{CG} = \frac{h(R^2 + 2Rr + 3r^2)}{4(R^2 + Rr + r^2)}$	$s = \sqrt{R^2 + h^2}$ $Y_{CG} = \frac{h(R^2 + 2Rr + 3r^2)}{4(R^2 + Rr + r^2)}$
TORO CIRCULAR ⑫ 	$2 \pi^2 r^2 R$	$I_{AA} = V \rho \left(R^2 + \frac{3}{4} r^2 \right)$ $I_{BB} = V \rho \left(\frac{R^2}{2} + \frac{5}{8} r^2 \right)$	

SECCION	W_{XP}	W_{XE}
① 	$\frac{b h^2}{4}$	$\frac{b h^2}{6}$
② 	$\frac{b h^2}{6} (2 - \sqrt{2})$	$\frac{b h^2}{24}$
③ 	$\frac{D^3}{6}$	$\frac{\pi D^3}{32}$
④ 	$\frac{D^3 - d^3}{6}$	$\frac{\pi (D^4 - d^4)}{32 D}$

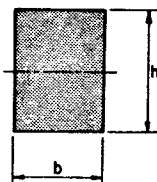


$$I = \frac{bh^3}{12} \text{ (cm}^4\text{)}$$

TABLA 1.5

SECCIONES RECTANGULARES

b cm	h en cm									
	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55
10	833	2812	6666	13020	22500	35729	53333	75937	104166	138646
15	1250	4219	10000	19531	33750	53595	80000	113906	156250	207969
20	1667	5625	13333	26041	45000	71458	106666	151875	208333	277292
25	2083	7031	16667	32552	56250	89323	133333	189844	260417	346614
30	2500	8437	20000	39062	67500	107187	160000	227812	312500	415937
35	2917	9844	23333	45573	78750	125052	186667	265781	364583	485260
40	3333	11250	26666	52082	90000	142916	213333	303750	416666	554583
45	3750	12656	30000	58594	101250	160781	240000	341719	468750	623906
50	4167	14062	33333	65104	112500	178646	266667	379687	520833	693229
55	4583	15468	36667	71614	123750	196511	293333	417656	572917	762552
60	5000	16875	40000	78125	135000	214375	320000	455625	625000	831875
65	5417	18281	43333	84635	146250	232240	346667	493593	677083	901198
70	5833	19687	46667	91146	157500	250104	373333	531562	729167	970520
75	6250	21094	50000	97656	168750	267969	400000	569531	781250	1039843
80	6666	22500	53332	104166	180000	285833	426667	607500	833333	1109166
85	7083	23906	56667	110667	191250	303298	453333	645469	885416	1178489
90	7500	25312	60000	117187	202500	321562	480000	683437	937500	1247812
95	7917	26713	63333	123698	213750	339427	506667	721406	989583	1317135
100	8333	28125	66666	130208	225000	357292	533333	759375	1041667	1386458



$$I = \frac{bh^3}{12} \text{ (cm}^4\text{)}$$

TABLA 1.5

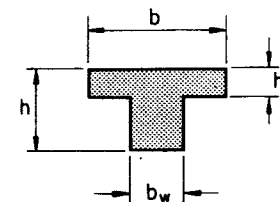
SECCIONES RECTANGULARES

h en cm								b cm
60	65	70	75	80	85	90	100	
180000	228854	285833	351562	426667	511771	607500	833333	10
270000	343281	428750	527343	640000	767565	911250	1250000	15
360000	457708	571667	703125	853333	1023542	1215000	1666666	20
450000	572135	714583	878906	1066667	1279427	1518750	2083333	25
540000	686563	857500	1054687	1280000	1535312	1822500	2500000	30
630000	800990	1000416	1230468	1493333	1791198	2126250	2916667	35
720000	915417	1143333	1406250	1706667	2047083	2430000	3333333	40
810000	1029844	1286250	1528031	1920000	2302969	2733750	3750000	45
900000	1144271	1429167	1757812	2133333	2558854	3037500	4166667	50
990000	1258698	1572083	1933533	2346667	2814739	3341250	4583333	55
1080000	1373125	1715000	2109375	2560000	3070625	3645000	5000000	60
1170000	1487552	1857917	2285156	2773333	3326510	3948750	5416667	65
1260000	1601979	2000833	2460937	2986666	3582396	4252500	5833333	70
1350000	1716406	2143750	2636719	3200000	3838281	4556250	6250000	75
1440000	1830834	2286667	2812500	3413333	4094167	4860000	6666667	80
1530000	1945261	2429583	2988285	3626667	4350052	5163750	7083333	85
1620000	2059688	2572500	3164062	3840000	4605937	5467500	7500000	90
1710000	2174115	2715416	3339844	4052222	4861823	5771250	7916667	95
1800000	2288542	2858333	3515625	4265557	5117703	6075000	8333333	100



TABLA 1.6

SECCIONES T



$$I = \alpha \frac{b_w h^3}{12} \text{ (cm}^4\text{)}$$

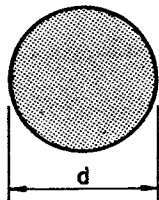
VALORES DE α

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0.10	1.000	1.2219	1.4070	1.5637	1.6982	1.8150	1.9172	2.0070	2.0890	2.1251
0.15	1.000	1.2859	1.5066	1.6823	1.8257	1.9450	2.0461	2.1328	2.2082	2.2743
0.20	1.000	1.3280	1.5645	1.7440	1.8863	2.0000	2.0955	2.1760	2.2455	2.3062
0.25	1.000	1.3532	1.5938	1.7702	1.9064	2.0157	2.1064	2.1887	2.2501	2.3120
0.30	1.000	1.3662	1.6052	1.7773	1.9098	2.0170	2.1070	2.1048	2.2536	2.3157
0.35	1.000	1.3716	1.6075	1.7781	1.9112	2.0212	2.1161	2.1997	2.2745	2.3480
0.40	1.000	1.3725	1.6080	1.7819	1.9206	2.0400	2.1463	2.2437	2.3348	2.4212
0.45	1.000	1.3726	1.6112	1.7943	1.9474	2.0831	2.2082	2.3187	2.4378	2.5469
0.50	1.000	1.3750	1.6250	1.8250	2.0000	2.1607	2.3125	2.4583	2.6000	2.7386
0.55	1.000	1.3790	1.6452	1.8685	2.0711	2.2622	2.4460	2.6260	2.8027	2.9758
0.60	1.000	1.3960	1.6938	1.9564	2.2023	2.4400	2.6722	2.9001	3.1264	3.3487
0.65	1.000	1.4193	1.7567	2.0659	2.3637	2.6543	2.9404	3.2237	3.5039	3.7747
0.70	1.000	1.4544	1.8434	2.2120	2.5711	2.9247	3.2758	3.6251	3.9736	4.3195
0.75	1.0000	1.5015	1.9561	2.3959	2.8288	3.2610	3.6844	4.1101	4.5353	4.9600
0.80	1.0000	1.5653	2.0982	2.6203	3.2589	3.6588	4.1710	4.6858	5.1993	5.5121
0.85	1.0000	1.6449	2.2707	2.9009	3.5092	4.1246	4.7427	5.3566	5.9713	6.5859
0.90	1.0000	1.7430	2.4771	3.2086	3.9391	4.6696	5.3989	6.1280	6.8575	7.5865
0.95	1.0000	1.8610	2.7190	3.5782	4.4356	5.2931	6.1510	7.0082	7.8660	8.7226
1.00	1.0000	2.0000	3.0000	4.0000	5.0000	6.0000	7.0000	8.0000	9.0000	10.0000



TABLA 1.7

SECCIONES CIRCULARES



$$I = \frac{\pi d^4}{64} \text{ (cm}^4\text{)}$$

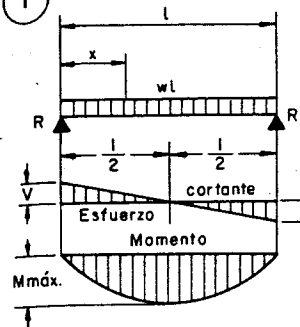
	I	d	I	d	I	d	I	d	I
1	0,05	21	9547	41	138709	61	679651	81	2113051
2	0,79	22	11499	42	152745	62	725332	82	2219347
3	3,98	23	13737	43	167820	63	773272	83	2329605
4	12,57	24	16286	44	183984	64	823550	84	2443920
5	30,68	25	19175	45	201289	65	876240	85	2562392
6	63,62	26	22432	46	219787	66	931420	86	2685120
7	117,90	27	26087	47	239531	67	989166	87	2812205
8	201,10	28	30172	48	260576	68	1049556	88	2943748
9	322,10	29	34179	49	282979	69	1112660	89	3079853
10	491,00	30	39761	50	306796	70	1178588	90	3220623
11	719,00	31	45333	51	332086	71	1247393	91	3366165
12	1.018,00	32	51472	52	358908	72	1319167	92	3516586
13	1.402,00	33	58214	53	387323	73	1393995	93	3671992
14	1.886,00	34	65597	54	417393	74	1471963	94	3832492
15	2.485,00	35	73662	55	449180	75	1553156	95	3998198
16	3.217,00	36	82448	56	482750	76	1637662	96	4169220
17	4.100,00	37	91998	57	518166	77	1725571	97	4345671
18	5.153,00	38	102354	58	555497	78	1816978	98	4527664
19	6.397,00	39	113561	59	594810	79	1911967	99	4715315
20	7.854,00	40	125664	60	636172	80	2010619	100	4908738



VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS

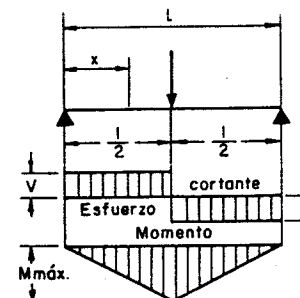
TABLA 1.8

①



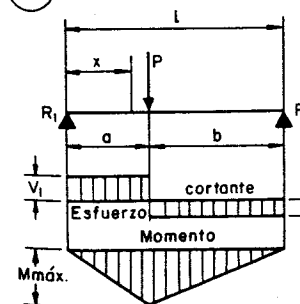
$$\begin{aligned}
 R &= V \dots\dots\dots = \frac{wL}{2} \\
 V_x \dots\dots\dots &= w \left(\frac{l}{2} - x \right) \\
 M_{\text{max. (en el centro)}} \dots\dots\dots &= \frac{wL^2}{8} \\
 M_x \dots\dots\dots &= \frac{wx}{2} (L-x) \\
 \Delta_{\text{max. (en el centro)}} \dots\dots\dots &= \frac{5wL^4}{384EI} \\
 \Delta_x \dots\dots\dots &= \frac{wx}{24EI} (L^3 - 2Lx^2 + x^3)
 \end{aligned}$$

②



$$\begin{aligned}
 R &= V \dots\dots\dots = \frac{P}{2} \\
 M_{\text{max. (bajo la carga)}} \dots\dots\dots &= \frac{Pl}{4} \\
 M_x \text{ (cuando } x < \frac{l}{2}) \dots\dots\dots &= \frac{Px}{2} \\
 \Delta_{\text{max. (bajo la carga)}} \dots\dots\dots &= \frac{Pl^3}{48EI} \\
 \Delta_x \text{ (cuando } x < \frac{l}{2}) \dots\dots\dots &= \frac{Px}{48EI} (3l^2 - 4x^2)
 \end{aligned}$$

③



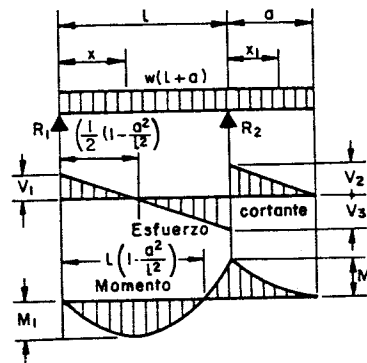
$$\begin{aligned}
 R_1 &= V_1 \text{ (max. cuando } a < b) \dots\dots\dots = \frac{Pb}{L} \\
 R_2 &= V_2 \text{ (max. cuando } a > b) \dots\dots\dots = \frac{Pa}{L} \\
 M_{\text{max. (bajo la carga)}} \dots\dots\dots &= \frac{Pab}{L} \\
 M_x \text{ (cuando } x < a) \dots\dots\dots &= \frac{Pbx}{L} \\
 \Delta_{\text{max. (en } x = \frac{a(a+2b)}{3} \text{ cuando } a > b)} \dots\dots\dots &= \frac{Pab(a+2b)\sqrt{3a(a+2b)}}{27EI} \\
 \Delta_a \text{ (bajo la carga)} \dots\dots\dots &= \frac{Pa^2b^2}{3EI} \\
 \Delta_x \text{ (cuando } x < a) \dots\dots\dots &= \frac{Pbx}{6EI} (L^2 - l^2 - x^2)
 \end{aligned}$$



9

VIGAS CON UN EXTREMO EN VOLADO

TABLA 1.9



$$R_1 = V_1 = \frac{w}{2l} (l^2 - a^2)$$

$$R_2 = V_2 + V_3 = \frac{w}{2l} (l + a)^2$$

$$V_2 = wa$$

$$V_3 = \frac{w}{2l} (l^2 + a^2)$$

$$V_x \text{ (entre apoyos)} = R_1 - wx$$

$$V_{x_1} \text{ (en el volado)} = w(a - x_1)$$

$$M_1 \left(\text{en } x = \frac{l}{2} \left[1 - \frac{a^2}{l^2} \right] \right) = \frac{w}{8l^2} (l + a)^2 (l - a)^2$$

$$M_2 M_2 \text{ (en } R_2) = \frac{wa^2}{2}$$

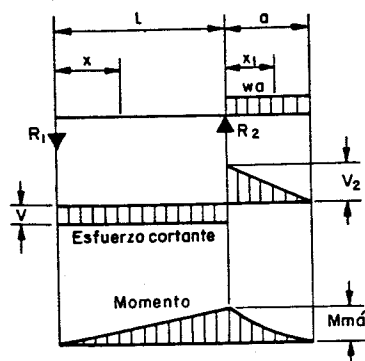
$$M_x \text{ (entre apoyos)} = \frac{wx}{2l} (l^2 - a^2 - xl)$$

$$M_{x_1} \text{ (en el volado)} = \frac{w}{2} (a - x_1)^2$$

$$\Delta_x \text{ (entre apoyos)} = \frac{wx}{24EI} (l^4 - 2l^2x^2 + lx^3 - 2a^2l^2 + 2a^2x^2)$$

$$\Delta_{x_1} \text{ (en el volado)} = \frac{wx_1}{24EI} (4a^2l - l^3 + 6a^2x_1 - 4ax_1^2 + x_1^3)$$

10



$$R_1 = V_1 = \frac{wa^2}{2l}$$

$$R_2 = V_1 + V_2 = \frac{wa}{2l} (2l + a)$$

$$V_2 = wa$$

$$V_{x_1} \text{ (en el volado)} = w(a - x_1)$$

$$M_{\max.} \text{ (en } R) = \frac{wa^2}{2}$$

$$M_x \text{ (entre apoyos)} = \frac{wa^2x}{2l}$$

$$M_{x_1} \text{ (en el volado)} = \frac{w}{2} (a - x_1)^2$$

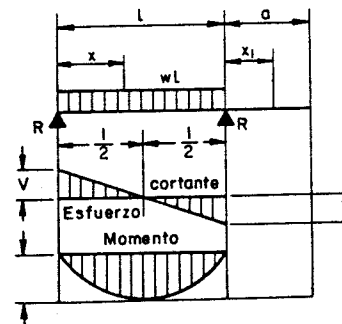
$$\Delta_{\max.} \left(\text{entre apoyos en } x = \frac{l}{\sqrt{3}} \right) = \frac{wa^2l^2}{18\sqrt{3}EI} = 0.03208 \frac{wa^2l^2}{EI}$$

$$\Delta_{\max.} \text{ (en el volado en } x_1 = a) = \frac{wa^3}{24EI} (4l + 3a)$$

$$\Delta \text{ (entre apoyos)} = \frac{wa^2x}{12EI} (l^2 - x^2)$$

$$\Delta \text{ (en el volado)} = \frac{wx_1}{24EI} (4a^2l + 6a^2x_1 - 4ax_1^2 + x_1^3)$$

11



$$R = V = \frac{wL}{2}$$

$$V_x = w \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

$$M_{\max.} \text{ (en el centro)} = \frac{wL^2}{8}$$

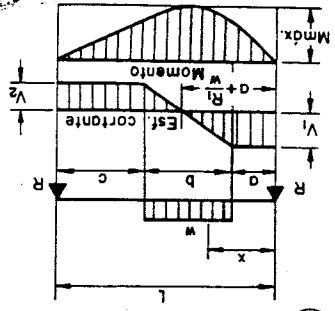
$$M_x = \frac{wx}{2} (l - x)$$

$$\Delta_{\max.} \text{ (en el centro)} = \frac{5wL^4}{384EI}$$

$$\Delta_x = \frac{wx}{24EI} (l^3 - 2lx^2 + x^3)$$

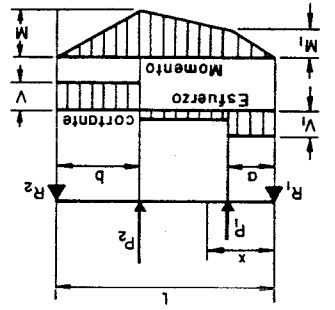
$$\Delta_{x_1} = \frac{wl^3x_1}{24EI}$$

Rafael J. Febres Codillo
Ingeniero Civil
C.I.V.; C. I.



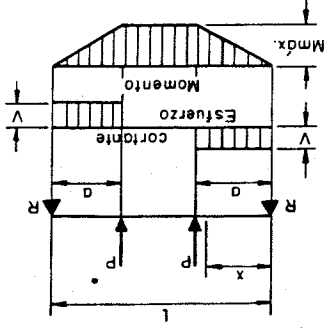
6

$$\begin{aligned}
 R_1 &= V_1 (\text{max. cuando } a < c) = \frac{w}{b} (2c + b) \\
 R_2 &= V_2 (\text{max. cuando } a > c) = \frac{w}{b} (2a + b) \\
 V_x & (\text{cuando } x > a < (a+b)) = R_1 - w(x-a) \\
 M_{\text{max}} & (\text{en } x = a + \frac{w}{R_1}) = R_1 \left(a + \frac{w}{R_1} \right) \\
 M_x & (\text{cuando } x < a) = R_1 x \\
 M_x & (\text{cuando } x > (a+b)) = R_2 (l-x)
 \end{aligned}$$



5

$$\begin{aligned}
 R_1 &= V_1 = \frac{P_1(l-a) + P_2b}{l} \\
 R_2 &= V_2 = \frac{P_1a + P_2(l-b)}{l} \\
 V_x & (\text{cuando } x > a < (l-b)) = R_1 - P_1 \\
 M_1 & (\text{max. cuando } R_1 < P_1) = R_1 a \\
 M_2 & (\text{max. cuando } R_2 < P_2) = R_2 b \\
 M_x & (\text{cuando } x < a) = R_1 x \\
 M_x & (\text{cuando } x > a < (l-b)) = R_1 x - P_1(x-a)
 \end{aligned}$$

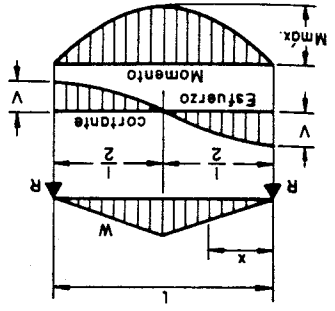


4

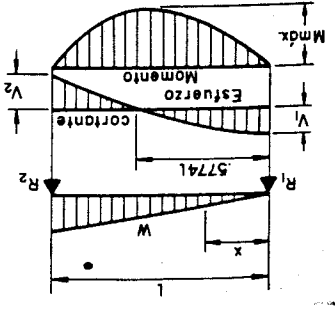
$$\begin{aligned}
 R &= V \\
 M_{\text{max}} & (\text{entre las cargas}) = P a \\
 M_x & (\text{cuando } x < a) = P x \\
 \Delta_{\text{max}} & (\text{en el centro}) = \frac{P a}{24EI} (3l^2 - 4a^2) \\
 \Delta_x & (\text{cuando } x < a) = \frac{P x}{6EI} (3la - 3a^2 - x^2) \\
 \Delta_x & (\text{cuando } x > a < (l-a)) = \frac{P a}{6EI} (3lx - 3x^2 - a^2)
 \end{aligned}$$



8



$$\begin{aligned}
 R &= V \\
 R_1 &= V_1 = \frac{2}{w} \\
 R_2 &= V_2 \text{ max.} = \frac{3}{2w} \\
 V_x & (\text{cuando } x > \frac{l}{2}) = \frac{3}{2w} - \frac{3x}{2l} \\
 M_{\text{max}} & (\text{en el centro}) = \frac{6}{wl} \\
 M_x & (\text{cuando } x < \frac{l}{2}) = Wx \left(\frac{1}{2} - \frac{3x}{2l} \right) \\
 \Delta_{\text{max}} & (\text{en el centro}) = \frac{60EI}{wl^3} \\
 \Delta x & = \frac{480EI l^2}{Wx} (5l^2 - 4x^2)^2
 \end{aligned}$$

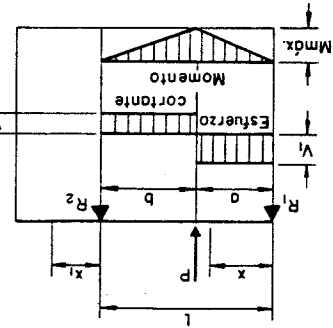


$$\begin{aligned}
 R_1 &= V_1 = \frac{3}{w} \\
 R_2 &= V_2 \text{ max.} = \frac{3}{2w} \\
 V_x & = \frac{3}{w} - \frac{3x}{2l} \\
 M_{\text{max}} & (\text{en } x = \frac{l}{\sqrt{3}} = 5774l) = \frac{9\sqrt{3}}{2wl} = 1283Wl \\
 M_x & = \frac{3l^2}{w} (l^2 - x^2) \\
 \Delta_{\text{max}} & (\text{en } x = l \sqrt{\frac{1}{3}} = 5193l) = 0.01304 \frac{EI}{wl^3} \\
 \Delta x & = \frac{180EI l^2}{Wx} (3x^4 - 10l^2x^2 + 7l^4)
 \end{aligned}$$

7



12



$$R_1 = V_1 (\text{max. cuando } a < b) = \frac{l}{pb}$$

$$R_2 = V_2 (\text{max. cuando } a > b) = \frac{l}{pa}$$

$$M_{\text{max}} (\text{bajo la carga}) = \frac{l}{pab}$$

$$M_x (\text{cuando } x < a) = \frac{l}{pbx}$$

$$\Delta_{\text{max}} \left(\text{en } x = \sqrt{\frac{a(a+2b)}{3}} \text{ cuando } a > b \right) = \frac{pab(a+2b)\sqrt{3a(a+2b)}}{27EI}$$

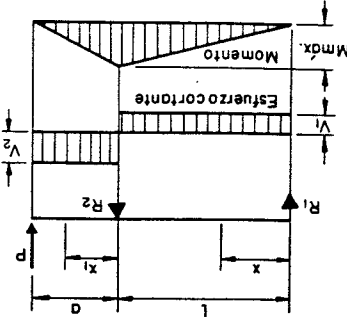
$$\Delta a (\text{bajo la carga}) = \frac{p a^2 b^2}{3EI}$$

$$\Delta x (\text{cuando } x < a) = \frac{pbx}{6EI} (l^2 - b^2 - x^2)$$

$$\Delta x (\text{cuando } x > a) = \frac{pa(l-x)}{6EI} (2lx - x^2 - a^2)$$

$$\Delta x_1 = \frac{pabx_1}{6EI} (1+a)$$

13



$$R_1 = V_1 = \frac{l}{pa}$$

$$R_2 = V_1 + V_2 = \frac{l}{p} (1+a)$$

$$V_2 = P$$

$$M_{\text{max}} (\text{en } R_2) = Pa$$

$$M_x (\text{entre apoyos}) = \frac{l}{pax}$$

$$M_{x_1} (\text{en el volado}) = P(a-x_1)$$

$$\Delta_{\text{max}} (\text{entre apoyos en } x = \frac{\sqrt{3}}{l}) = \frac{Pa^2}{l^2} = \frac{9\sqrt{3}EI}{Pa^2} = 0.0415 \frac{Pa^2}{EI}$$

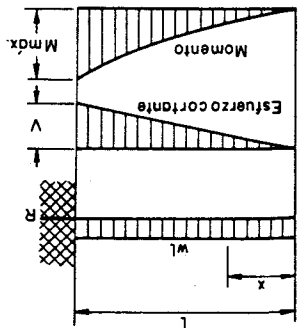
$$\Delta_{\text{max}} (\text{en el volado en } x_1 = a) = \frac{3EI}{Pa^2} (1+a)$$

$$\Delta x (\text{entre apoyos}) = \frac{6EI}{Pa^2} (l^2 - x^2)$$

$$\Delta x_1 (\text{en el volado}) = \frac{6EI}{Pa^2} (2al + 3ax_1 - x_1^2)$$



14



$$R = V = wl$$

$$V_x = wx$$

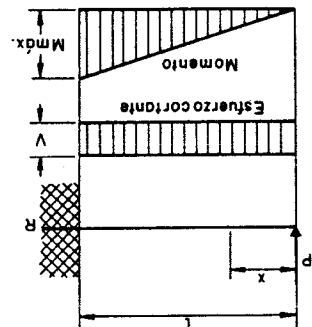
$$M_{\text{max}} (\text{en el empotramiento}) = \frac{wl^2}{2}$$

$$M_x = \frac{wx^2}{2}$$

$$\Delta_{\text{max}} (\text{en el extremo libre}) = \frac{wl^4}{8EI}$$

$$\Delta x = \frac{24EI}{w} (x^4 - 4l^3x + 3l^4)$$

15



$$R = V = P$$

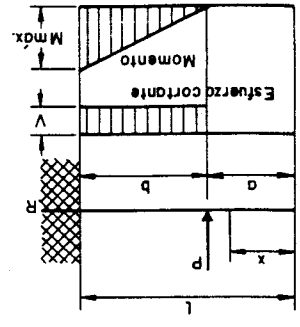
$$M_{\text{max}} (\text{en el empotramiento}) = Pl$$

$$M_x = Px$$

$$\Delta_{\text{max}} (\text{en el extremo libre}) = \frac{Pl^3}{3EI}$$

$$\Delta x = \frac{Pl}{6EI} (2l^3 - 3l^2x + x^3)$$

16



$$M_{\text{max}} (\text{en el empotramiento}) = Pb$$

$$M_x (\text{cuando } x > a) = P(x-a)$$

$$\Delta_{\text{max}} (\text{en el extremo libre}) = \frac{Pb^2}{6EI} (3l-b)$$

$$\Delta a (\text{bajo la carga}) = \frac{Pb^3}{3EI}$$

$$\Delta x (\text{cuando } x < a) = \frac{Pb^2}{6EI} (3l-3x-b)$$

$$\Delta x (\text{cuando } x > a) = \frac{6EI}{P(l-x)^2} (3b-l+x)$$

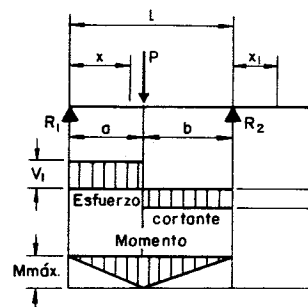
VIGAS EN VOLADIZO

TABLA I.10



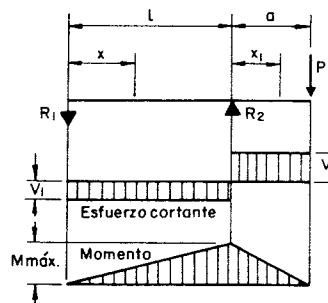


12



$$\begin{aligned}
 R_1 = V_1 (\text{max. cuando } a < b) &= \frac{Pb}{L} \\
 R_2 = V_2 (\text{max. cuando } a > b) &= \frac{Pa}{L} \\
 M_{\text{max}} (\text{bajo la carga}) &= \frac{Pab}{L} \\
 M_x (\text{cuando } x < a) &= \frac{Pbx}{L} \\
 \Delta_{\text{max}} (\text{en } x = \sqrt{\frac{a(a+2b)}{3}} \text{ cuando } a > b) &= \frac{Pab(a+2b)\sqrt{3a(a+2b)}}{27EI} \\
 \Delta_a (\text{bajo la carga}) &= \frac{Pa^2b^2}{3EI} \\
 \Delta_x (\text{cuando } x < a) &= \frac{Pbx}{6EI} (L^2 - b^2 - x^2) \\
 \Delta_x (\text{cuando } x > a) &= \frac{Pa(l-x)}{6EI} (2lx - x^2 - a^2) \\
 \Delta_{x_1} &= \frac{Pabx_1}{6EI} (l+a)
 \end{aligned}$$

13



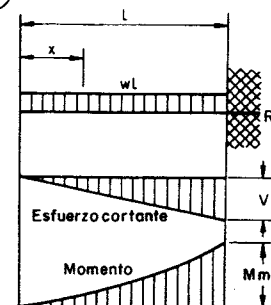
$$\begin{aligned}
 R_1 = V_1 &= \frac{Pa}{L} \\
 R_2 = V_1 + V_2 &= \frac{P}{L} (l+a) \\
 V_2 &= P \\
 M_{\text{max}} (\text{en } R_2) &= Pa \\
 M_x (\text{entre apoyos}) &= \frac{Pax}{L} \\
 M_{x_1} (\text{en el volado}) &= P(a-x_1) \\
 \Delta_{\text{max}} (\text{entre apoyos en } x = \frac{L}{\sqrt{3}}) &= \frac{Pal^2}{9\sqrt{3}EI} = .06415 \frac{Pal^2}{EI} \\
 \Delta_{\text{max}} (\text{en el volado en } x_1 = a) &= \frac{Pa^2}{3EI} (l+a) \\
 \Delta_x (\text{entre apoyos}) &= \frac{Pax}{6EI} (L^2 - x^2) \\
 \Delta_{x_1} (\text{en el volado}) &= \frac{Px_1}{6EI} (2al + 3ax_1 - x_1^2)
 \end{aligned}$$



14

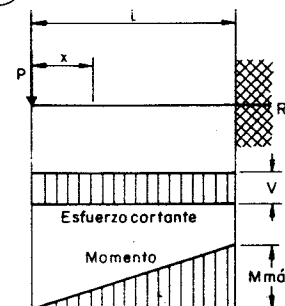
VIGAS EN VOLADIZO

TABLA I.10



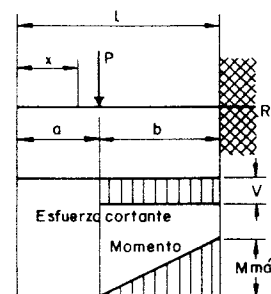
$$\begin{aligned}
 R = V &= wL \\
 V_x &= wx \\
 M_{\text{max}} (\text{en el empotramiento}) &= \frac{wL^2}{2} \\
 M_x &= \frac{wx^2}{2} \\
 \Delta_{\text{max}} (\text{en el extremo libre}) &= \frac{wL^4}{8EI} \\
 \Delta_x &= \frac{w}{24EI} (x^4 - 4L^3x + 3L^4)
 \end{aligned}$$

15



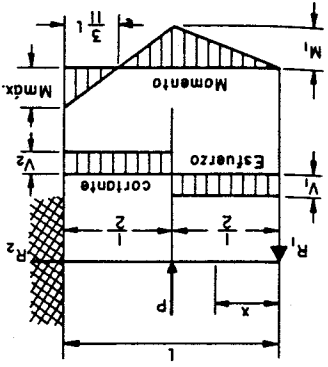
$$\begin{aligned}
 R = V &= P \\
 M_{\text{max}} (\text{en el empotramiento}) &= Pl \\
 M_x &= Px \\
 \Delta_{\text{max}} (\text{en el extremo libre}) &= \frac{Pl^3}{3EI} \\
 \Delta_x &= \frac{P}{6EI} (2l^3 - 3l^2x + x^3)
 \end{aligned}$$

16



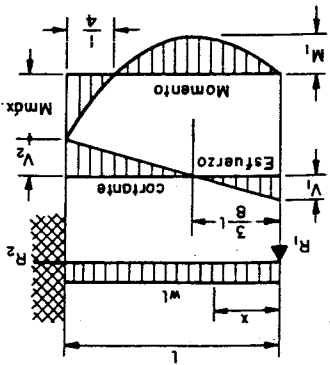
$$\begin{aligned}
 R = V &= P \\
 M_{\text{max}} (\text{en el empotramiento}) &= Pb \\
 M_x (\text{cuando } x > a) &= P(x-a) \\
 \Delta_{\text{max}} (\text{en el extremo libre}) &= \frac{Pb^2}{6EI} (3L-b) \\
 \Delta_a (\text{bajo la carga}) &= \frac{Pb^3}{3EI} \\
 \Delta_x (\text{cuando } x < a) &= \frac{Pb^2}{6EI} (3L-3x-b) \\
 \Delta_x (\text{cuando } x > a) &= \frac{P(L-x)^2}{6EI} (3b-L+x)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta x & \text{ (cuando } x > \frac{l}{2} \text{)} = \frac{96EI}{P} (x-l)^2 (11x-2l) \\
 \Delta x & \text{ (cuando } x < \frac{l}{2} \text{)} = \frac{96EI}{P} (3l^2-5x^2) \\
 \Delta x & \text{ (bajo la carga)} = \frac{7Pl^3}{768EI} \\
 \Delta \text{max. (en } x = l\sqrt{\frac{1}{5}} = 0.4472l) & = \frac{Pl^3}{48EI\sqrt{5}} = 0.009317 \frac{Pl^3}{EI} \\
 M_x & \text{ (cuando } x > \frac{l}{2} \text{)} = P \left(\frac{l}{2} - 11x \right) \\
 M_x & \text{ (cuando } x < \frac{l}{2} \text{)} = \frac{5Px}{16} \\
 M_1 & \text{ (bajo la carga)} = \frac{5Pl}{32} \\
 M_{\text{max. (en el empotramiento)}} & = \frac{3Pl}{16} \\
 R_2 = V_2 \text{ max.} & = \frac{11P}{16} \\
 R_1 = V_1 & = \frac{5P}{16}
 \end{aligned}$$



20

$$\begin{aligned}
 \Delta x & = \frac{48EI}{W} (l^3 - 3lx^2 + 2x^3) \\
 \Delta \text{max. (en } x = \frac{l}{16} (1 + \sqrt{33}) = 0.4215l) & = \frac{wl^4}{185EI} \\
 M_x & = R_1 x - \frac{wx^2}{2} \\
 M_1 & \text{ (en } x = \frac{8}{3}l) = \frac{9}{128} wl^2 \\
 M_{\text{max.}} & = \frac{8}{wl^2} \\
 V_x & = R_1 - wx \\
 R_2 = V_2 \text{ max.} & = \frac{5wl}{8} \\
 R_1 = V & = \frac{3wl}{8}
 \end{aligned}$$



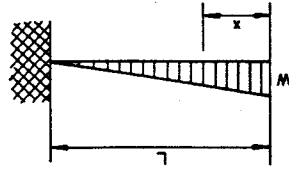
19

VIGAS CON UN EXTREMO APOYADO Y EL OTRO EMPOTRADO

TABLA I.11

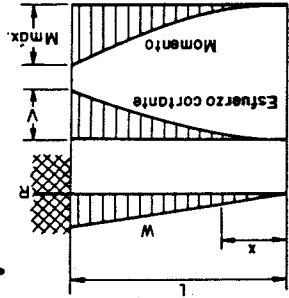


$$\begin{aligned}
 \Delta x & = \frac{WL^3}{60EI} \left(11 - 15 \frac{l}{x} + 5 \frac{l^2}{x^2} - \frac{l^3}{x^3} \right) \\
 \Delta \text{max. (en el extremo libre)} & = \frac{11WL^3}{60EI} \\
 M_x & = \frac{3}{WL} \left(3 \frac{l^2}{x^2} - \frac{l^3}{x^3} \right) \\
 M_{\text{max. (en el empotramiento)}} & = \frac{3}{2WL} \\
 V_x & = W \left[\frac{2l}{x} - \left(\frac{l}{x} \right)^2 \right] \\
 R = V & = W
 \end{aligned}$$



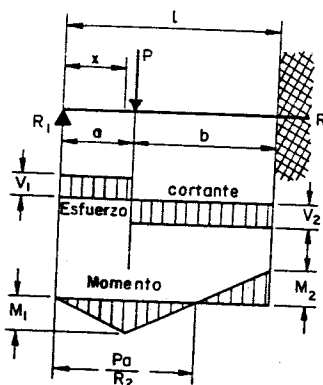
18

$$\begin{aligned}
 \Delta x & = \frac{60EI l^2}{W} (x^3 - 5l^2 x + 4l^3) \\
 \Delta \text{max. (en el extremo libre)} & = \frac{15EI}{Wl^3} \\
 M_x & = \frac{3l^2}{Wx^3} \\
 M_{\text{max. (en el empotramiento)}} & = \frac{3}{Wl} \\
 V_x & = W \frac{l^2}{x^2} \\
 R = V & = W
 \end{aligned}$$



17





$$R_1 = V_1 \dots \dots \dots = \frac{Pb^2}{2l^3} (a + 2l)$$

$$R_2 = V_2 \dots \dots \dots = \frac{Pa}{2l^3} (3l^2 - a^2)$$

$$M_1 \text{ (bajo la carga)} \dots \dots \dots = R_1 a$$

$$M_2 \text{ (en el empotramiento)} \dots \dots \dots = \frac{Pab}{2l^2} (a + l)$$

$$M_x \text{ (cuando } x < a) \dots \dots \dots = R_1 x$$

$$M_x \text{ (cuando } x > a) \dots \dots \dots = R_1 x - P(x - a)$$

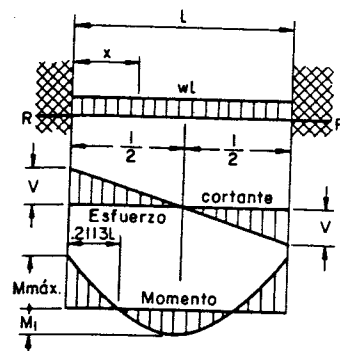
$$\Delta_{\max.} \text{ (cuando } a < .414l \text{ en } x = l \frac{(l^2 + a^2)}{(3l^2 - a^2)}) \dots \dots \dots = \frac{Pa}{3EI} \frac{(l^2 - a^2)^3}{(3l^2 - a^2)^2}$$

$$\Delta_{\max.} \text{ (cuando } a > .414l \text{ en } x = l \sqrt{\frac{a}{2l+a}}) \dots \dots \dots = \frac{Pab^2}{6EI} \sqrt{\frac{a}{2l+a}}$$

$$\Delta a \text{ (bajo la carga)} \dots \dots \dots = \frac{Pa^2 b^3}{12EI l^3} (3l + a)$$

$$\Delta_x \text{ (cuando } x < a) \dots \dots \dots = \frac{Pb^2 x}{12EI l^3} (3al^2 - 2lx^2 - ax^2)$$

$$\Delta_x \text{ (cuando } x > a) \dots \dots \dots = \frac{Pa}{12EI l^3} (l-x)^2 (3l^2 x - a^2 x - 2a^2 l)$$



$$R = V \dots \dots \dots = \frac{wl}{2}$$

$$V_x \dots \dots \dots = w \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

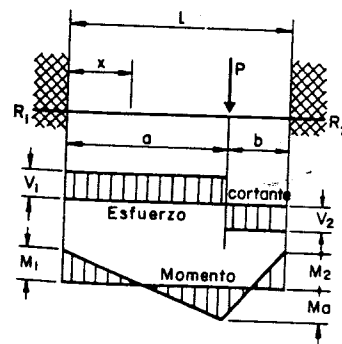
$$M_{\max.} \text{ (en los apoyos)} \dots \dots \dots = \frac{wl^2}{12}$$

$$M_1 \text{ (en el centro)} \dots \dots \dots = \frac{wl^2}{24}$$

$$M_x \dots \dots \dots = \frac{w}{12} (6lx - l^2 - 6x^2)$$

$$\Delta_{\max.} \text{ (en el centro)} \dots \dots \dots = \frac{wl^4}{384EI}$$

$$\Delta_x \dots \dots \dots = \frac{wx^2}{24EI} (l-x)^2$$



$$R_1 = V_1 \text{ (max. cuando } a < b) \dots \dots \dots = \frac{Pb^2}{l^3} (3a + b)$$

$$R_2 = V_2 \text{ (max. cuando } a > b) \dots \dots \dots = \frac{Pa^2}{l^3} (a + 3b)$$

$$M_1 \text{ (max. cuando } a < b) \dots \dots \dots = \frac{Pab^2}{l^2}$$

$$M_2 \text{ (max. cuando } a > b) \dots \dots \dots = \frac{Pa^2 b}{l^2}$$

$$M_a \text{ (bajo la carga)} \dots \dots \dots = \frac{2Pa^2 b^2}{l^3}$$

$$M_x \text{ (cuando } x < a) \dots \dots \dots = R_1 x - \frac{Pab^2}{l^2}$$

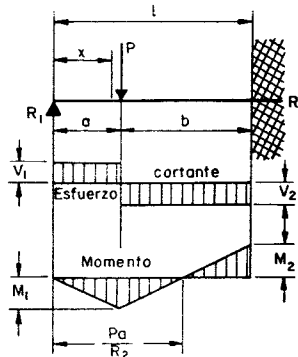
$$\Delta_{\max.} \text{ (cuando } a > b \text{ en } x = \frac{2al}{3a+b}) \dots \dots \dots = \frac{2Pa^3 b^2}{3EI (3a+b)^2}$$

$$\Delta a \text{ (bajo la carga)} \dots \dots \dots = \frac{Pa^3 b^3}{3EI l^3}$$

$$\Delta_x \text{ (cuando } x < a) \dots \dots \dots = \frac{Pb^2 x^2}{6EI l^3} (3a - 3ax - bx)$$



21



$$R_1 = V_1 = \frac{Pb^2}{2l^3} (a + 2l)$$

$$R_2 = V_2 = -\frac{Pa}{2l^3} (3l^2 - a^2)$$

$$M_1 \text{ (bajo la carga)} = R_1 a$$

$$M_2 \text{ (en el empotramiento)} = -\frac{Pab}{2l^2} (a + l)$$

$$M_x \text{ (cuando } x < a) = R_1 x$$

$$M_x \text{ (cuando } x > a) = R_1 x - P(x - a)$$

$$\Delta_{\max.} \text{ (cuando } a < .414l \text{ en } x = l \frac{(l^2 + a^2)}{(3l^2 - a^2)}) = \frac{Pa}{3EI} \frac{(l^2 - a^2)^3}{(3l^2 - a^2)^2}$$

$$\Delta_{\max.} \text{ (cuando } a > .414l \text{ en } x = l \sqrt{\frac{a}{2l+a}}) = \frac{Pab^2}{6EI} \sqrt{\frac{a}{2l+a}}$$

$$\Delta a \text{ (bajo la carga)} = \frac{Pa^2 b^3}{12EI l^3} (3l + a)$$

$$\Delta_x \text{ (cuando } x < a) = \frac{Pb^2 x}{12EI l^3} (3al^2 - 2lx^2 - ax^2)$$

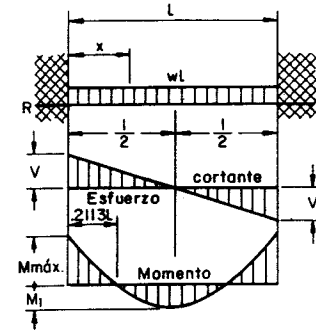
$$\Delta_x \text{ (cuando } x > a) = -\frac{Pa}{12EI l^3} (l-x)^2 (3l^2 x - a^2 x - 2a^2 l)$$



22

VIGAS DOBLEMENTE EMPOTRADAS

TABLA I.12



$$R = V_1 = \frac{wL}{2}$$

$$V_x = w \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

$$M_{\max.} \text{ (en los apoyos)} = \frac{wL^2}{12}$$

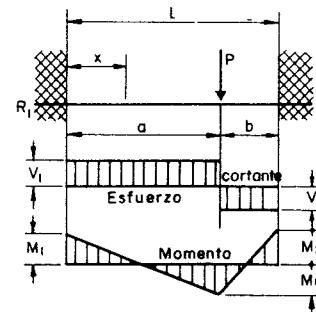
$$M_1 \text{ (en el centro)} = -\frac{wL^2}{24}$$

$$M_x = \frac{w}{12} (6lx - L^2 - 6x^2)$$

$$\Delta_{\max.} \text{ (en el centro)} = \frac{wL^4}{384EI}$$

$$\Delta_x = \frac{wx^2}{24EI} (L-x)^2$$

23



$$R_1 = V_1 \text{ (max. cuando } a < b) = \frac{Pb^2}{l^3} (3a + b)$$

$$R_2 = V_2 \text{ (max. cuando } a > b) = -\frac{Pa^2}{l^3} (a + 3b)$$

$$M_1 \text{ (max. cuando } a < b) = \frac{Pab^2}{l^2}$$

$$M_2 \text{ (max. cuando } a > b) = -\frac{Pa^2 b}{l^2}$$

$$M_a \text{ (bajo la carga)} = \frac{2Pa^2 b^2}{l^3}$$

$$M_x \text{ (cuando } x < a) = R_1 x - \frac{Pab^2}{l^2}$$

$$\Delta_{\max.} \text{ (cuando } a > b \text{ en } x = \frac{2al}{3a+b}) = \frac{2Pa^3 b^2}{3EI (3a+b)^2}$$

$$\Delta a \text{ (bajo la carga)} = \frac{Pa^3 b^3}{3EI l^3}$$

$$\Delta_x \text{ (cuando } x < a) = \frac{Pb^2 x^2}{6EI l^3} (3al - 3ax - bx)$$

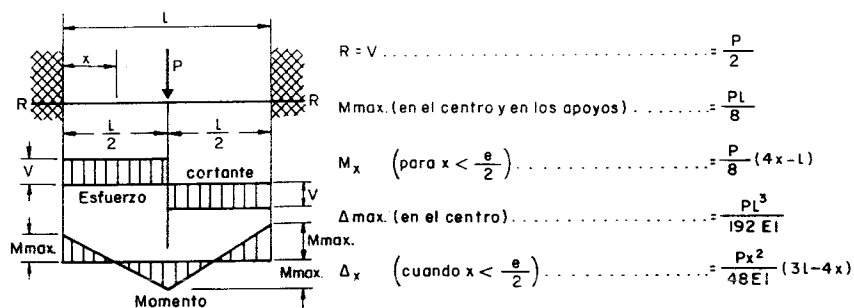


TABLA I.13

CARGA	MOMENTO EN A	MOMENTO EN EL CENTRO	MOMENTO EN B
(1)	$-\frac{PL}{8}$	$+\frac{PL}{8}$	$-\frac{PL}{8}$
(2)	$-Pla(1-a)^2$		$-Pla^2(1-a)$
(3)	$-\frac{2PL}{9}$	$+\frac{PL}{9}$	$-\frac{2PL}{9}$
(4)	$-\frac{5PL}{16}$	$+\frac{3PL}{16}$	$-\frac{5PL}{16}$
(5)	$-\frac{WL}{12}$	$+\frac{WL}{24}$	$-\frac{WL}{12}$
(6)	$-\frac{WL(1+2a-2a^2)}{12}$	$+\frac{WL(1+2a+4a^2)}{24}$	$-\frac{WL(1+2a-2a^2)}{12}$
(7)	$-\frac{WL(3a-2a^2)}{12}$	$+\frac{WLa^2}{6}$	$-\frac{WL(3a-2a^2)}{12}$
(8)	$-\frac{WLa(6-8a+3a^2)}{12}$		$-\frac{WLa^2(4-3a)}{12}$
(9)	$-\frac{5WL}{48}$	$+\frac{3WL}{48}$	$-\frac{5WL}{48}$
(10)	$-\frac{WL}{10}$		$-\frac{WL}{15}$

W = Carga total sobre la viga

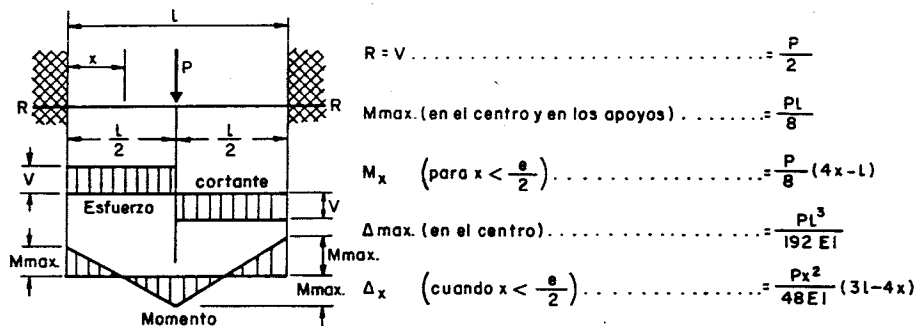


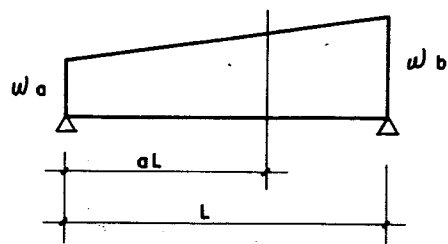
TABLA I.13

CARGA	MOMENTO EN A	MOMENTO EN EL CENTRO	MOMENTO EN B
(1)	$-\frac{PL}{8}$	$+\frac{PL}{8}$	$-\frac{PL}{8}$
(2)	$-Pla(1-a)^2$		$-Pla^2(1-a)$
(3)	$-\frac{2PL}{9}$	$+\frac{PL}{9}$	$-\frac{2PL}{9}$
(4)	$-\frac{5PL}{16}$	$+\frac{3PL}{16}$	$-\frac{5PL}{16}$
(5)	$-\frac{WL}{12}$	$+\frac{WL}{24}$	$-\frac{WL}{12}$
(6)	$-\frac{WL(1+2a-2a^2)}{12}$	$+\frac{WL(1+2a+4a^2)}{24}$	$-\frac{WL(1+2a-2a^2)}{12}$
(7)	$-\frac{WL(3a-2a^2)}{12}$	$+\frac{WLa^2}{6}$	$-\frac{WL(3a-2a^2)}{12}$
(8)	$-\frac{WLa(6-8a+3a^2)}{12}$		$-\frac{WLa^2(4-3a)}{12}$
(9)	$-\frac{5WL}{48}$	$+\frac{3WL}{48}$	$-\frac{5WL}{48}$
(10)	$-\frac{WL}{10}$		$-\frac{WL}{15}$

W = Carga total sobre la viga



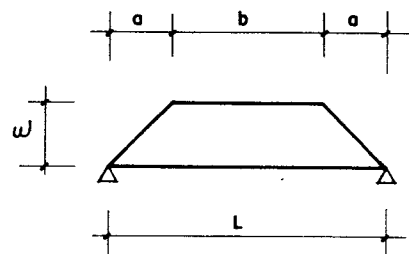
TABLA N° 1.14



aL = PUNTO DE MOMENTO MAXIMO

$$M = \frac{(w_a + w_b) L^2}{c}$$

$\frac{w_a}{w_b}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
a	0,577	0,566	0,555	0,545	0,536	0,528	0,529	0,514	0,508	0,504	0,500
c	15,58	15,64	15,70	15,78	15,82	15,86	15,89	15,92	15,96	15,98	16,00



$$V_A = V_B = \frac{w(L-a)}{2}$$

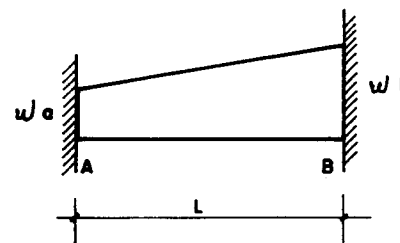
$$M_{MAX.} = \frac{wL^2}{8} - \frac{wa^2}{6} = CwL^2$$

$$x = \frac{L}{2} = \text{PUNTO DE MOMENTO MAXIMO}$$

a/L	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50
C	0,1250	0,1083	0,0917	0,0750	0,0583	0,0417



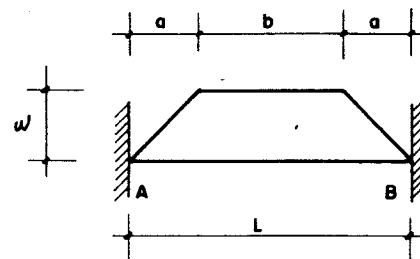
TABLA N° 1.15



$$ME_A = -C_a \left(\frac{w_a + w_b}{2} \right) L^2$$

$$ME_B = -C_b \left(\frac{w_a + w_b}{2} \right) L^2$$

$\frac{w_a}{w_b}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
C_a	0,0867	0,0697	0,0722	0,0744	0,0761	0,0778	0,0792	0,0803	0,0813	0,0823	0,0833
C_b	0,1000	0,0970	0,0945	0,0924	0,0905	0,0887	0,0875	0,0863	0,0854	0,0843	0,0833



$$ME_A = ME_B = -C \times w L^2$$

a/L	0,01	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
C	0,0833	0,0829	0,0817	0,0799	0,0773	0,0742	0,0706	0,0665	0,0620	0,0571	0,0520



TABLA I.16

COEFICIENTE C PARA FUERZAS CORTANTES $V = C_v \cdot w \cdot l$											
COEFICIENTE C PARA REACCIONES $R = C_R \cdot w \cdot l$											
$w = \text{CARGA UNIFORME}$ $l = \text{LUZ DEL TRAMO}$											
0.39	0.61	0.53	0.47	0.49	0.51	0.50	1.01	0.96	1.14	0.39	
0.39	0.61	0.53	0.47	0.49	0.51	1.02	0.96	1.14	0.39		
0.39	0.61	0.53	0.47	0.50	0.97	1.14	0.39				
0.39	0.61	0.54	0.46	0.92	1.15	0.39					
0.40	0.60	0.50	1.10	0.40							
0.375	0.625	1.25	0.375								
0.50	0.50										

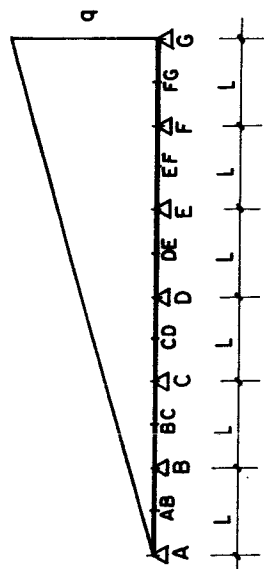


TABLA I.17

COEFICIENTE C PARA MOMENTOS EN LOS APOYOS $M = C_m \cdot w \cdot l^2$											
COEFICIENTE C PARA MOMENTOS EN LOS TRAMOS $M = C_m \cdot w \cdot l^2$											
$w = \text{CARGA UNIFORME}$ $l = \text{LUZ DEL TRAMO}$ $M = C_m \cdot w \cdot l^2$											
-0.106	-0.077	-0.085	0.040	0.040	0.043	0.034	0.076				
-0.016	-0.077	-0.087	0.043	0.043	0.034	0.076					
-0.105	-0.079	-0.046	0.035	0.035	0.076						
-0.107	-0.071	0.039	0.076								
-0.100	0.025	0.080									
-0.125	0.070										
0.125											



TABLA N° 1.18



n = NUMERO DE TRAMOS

$$P = \frac{q n L}{2}$$

$$M = C P L$$

COEFICIENTE C PARA EL CALCULO DE MOMENTOS

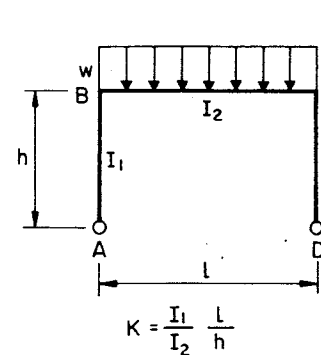
$M \backslash n$	2	3	4	5	6
M_B	-0.0625	-0.0148	-0.0112	-0.0065	-0.0047
M_C	—	-0.0519	-0.0179	-0.0140	-0.0091
M_D	—	—	-0.0424	-0.0176	-0.0144
M_E	—	—	—	-0.0356	-0.0165
M_F	—	—	—	—	-0.0306
M_{AB}	0.0640	0.0066	0.0025	0.0019	0.0012
M_{BC}	0.0670	0.0095	0.0089	0.0048	0.0036
M_{CD}	—	0.0468	0.0095	0.0092	0.0057
M_{DE}	—	—	0.0036	0.0088	0.0088
M_{EF}	—	—	—	0.0293	0.0080
M_{FG}	—	—	—	—	0.0247



TABLA N° 1.19

DOBLEMENTE ARTICULADOS

①



$$H = \frac{w l^2}{4 h (2k+3)}$$

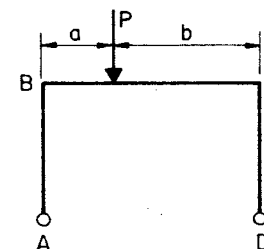
$$V_A = \frac{w l}{2}$$

$$M_B = M_C = -H h$$

$$M_{max} (tramo) = \frac{2k+1}{2k+3} \frac{p l^2}{8}$$

$$K = \frac{I_1}{I_2} \frac{l}{h}$$

②



$$H = \frac{3 P a b}{2 h l (2k+3)}$$

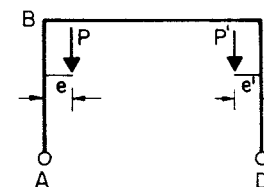
$$V_A = \frac{P b}{l}$$

$$M_B = M_C = -H h$$

$$M_{max} (tramo) = \frac{4k+3}{2k+3} \frac{P a b}{2 l}$$

$$V_D = \frac{P a}{l}$$

③



$$H = \frac{3(Pe - P'e') [K(h^2 - a^2) + h^2]}{2h^3(2k+3)}$$

$$V_A = \frac{P'e' + P(l - e)}{l}$$

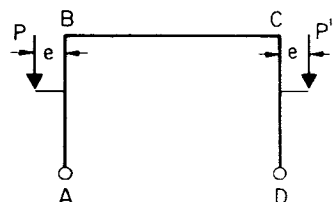
$$M_B = Pe - Hh$$

$$M_C = P'e' - Hh$$

$$V_D = \frac{Pe + P'(l - e')}{l}$$



4



$$H = \frac{3(Pe + P'e') [k(h^2 - a^2) + h^2]}{2h^3(2k+3)}$$

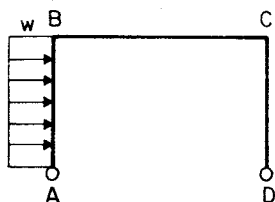
$$V_A = \frac{P(l+e) - P'e'}{l}$$

$$M_B = Hh - Pe$$

$$M_C = Hh - P'e'$$

$$V_D = \frac{P(e - e') - Pe}{l}$$

5



$$H = \frac{11k+18}{2k+3} \frac{wh}{8}$$

$$H_D = ph - H$$

$$V_A = -\frac{wh^2}{2l}$$

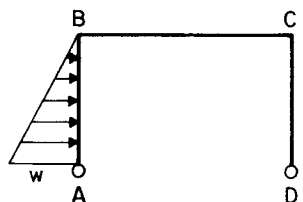
$$V_D = \frac{wh^2}{2l}$$

$$M_B = \frac{3wh^2}{8} \times \frac{k+2}{2k+3}$$

$$M_C = -\frac{wh^2}{8} \left(\frac{5k+6}{2k+3} \right)$$

$$M_{max} = \frac{w}{2} \left(\frac{h}{8} \times \frac{11k+18}{2k+3} \right)^2$$

6



$$H = \frac{wh}{40} \frac{31k+50}{2k+3}$$

$$H_D = \frac{ph}{2} - H$$

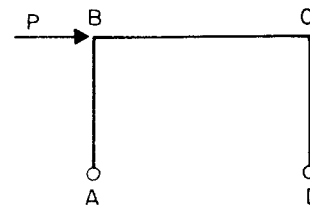
$$V_A = -\frac{wh^2}{6l}$$

$$V_D = \frac{wh^2}{6l}$$

$$M_B = \frac{wh^2}{120} \times \frac{13k+30}{2k+3}$$

$$M_C = -\frac{wh^2}{40} \times \frac{9k+10}{2k+3}$$

7



$$H = \frac{P}{2}$$

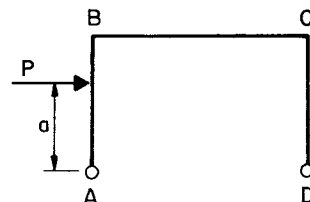
$$V_A = -\frac{Ph}{l}$$

$$V_D = \frac{Ph}{l}$$

$$M_B = \frac{1}{2} Ph$$

$$M_C = -\frac{1}{2} Ph$$

8



$$H = \frac{Pa}{2} \frac{3h^2 + k(3h^2 - a^2)}{h^3(2k+3)}$$

$$V_A = -\frac{Pa}{l}$$

$$V_D = \frac{Pa}{l}$$

$$M_B = Pa - Hh$$

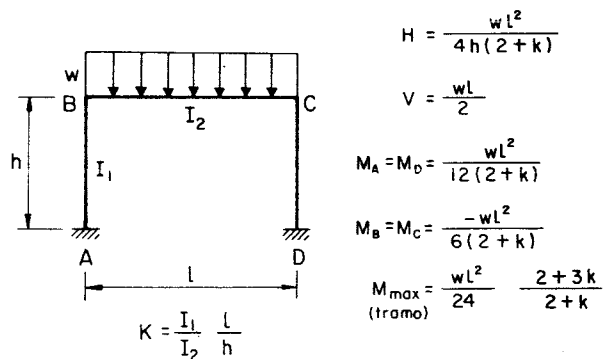
$$M_C = -Hh$$



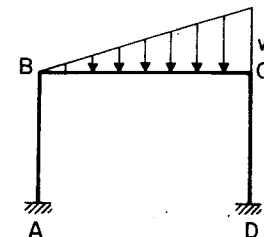
9

DOBLEMENTE EMPOTRADOS

TABLA 1.20



10



$$H = \frac{wl^2}{8h(2+K)}$$

$$V_A = \frac{wl}{20} \frac{3+20k}{(1+6k)}$$

$$V_B = \frac{wl}{20} \left(\frac{7+40k}{(1+6k)} \right)$$

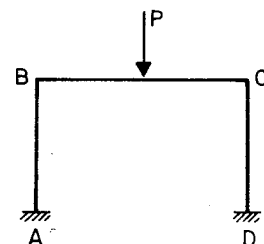
$$M_A = \frac{wl^2}{120} \frac{7+31k}{(2+K)(1+6K)}$$

$$M_D = \frac{wl^2}{120} \frac{3+20k}{(2+K)(1+6K)}$$

$$M_B = M_A - Hh$$

$$M_C = -M_D - Hh$$

11



$$H = \frac{3Pl}{8h(2+k)}$$

$$V = \frac{P}{2}$$

$$M_A = \frac{Hh}{3}$$

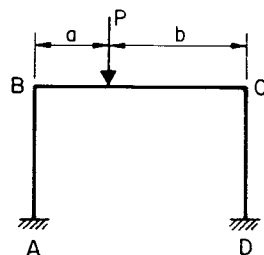
$$M_D = \frac{Hh}{3}$$

$$M_B = M_C = H \cdot \frac{2h}{3}$$

$$M_{\max} = \frac{Pl}{4} \frac{1+K}{2+K}$$

(tramo)

12



$$H = \frac{3Pab}{2hl(2+K)}$$

$$V_A = \frac{Pb}{l} \left(\frac{1 + \frac{a}{l} - 2\left(\frac{a}{l}\right)^2 + 6k}{1+6k} \right)$$

$$V_D = \frac{Pa}{l} \left(\frac{3\frac{a}{l} - 2\left(\frac{a}{l}\right)^2 + 6k}{1+6k} \right)$$

$$M_A = \frac{Pab}{2l} \left(\frac{5k - 1 + 2\frac{a}{l}(2+k)}{(2+k)(1+6k)} \right)$$

$$M_D = \frac{Pab}{2l} \left(\frac{3+7k - 2\frac{a}{l}k(2+k)}{(2+k)(1+6k)} \right)$$

$$M_B = -M + Hh$$

$$M_C = -M + Hh$$

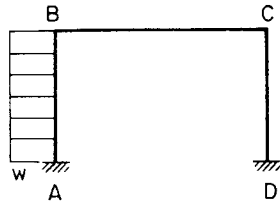
$$M_{\max} = -M + Hah - V_A a$$

(tramo)





13



$$H_D = \frac{wh}{8} \frac{3+2k}{2+k}$$

$$H_A = wh - H_D$$

$$V_A = \frac{whk}{L(1+6k)}$$

$$V_D = -V_A$$

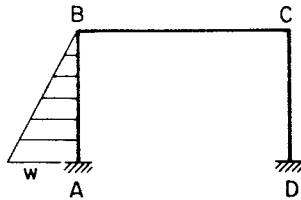
$$M_A = -\frac{wh^2}{24} \left(12 - \frac{9+5k}{2+k} - \frac{12K}{1+6K} \right)$$

$$M_D = -\frac{wh^2}{24} \left(\frac{9+5k}{2+k} - \frac{12K}{1+6K} \right)$$

$$M_B = -M_A - H_A h + \frac{ph^2}{2}$$

$$M_C = -M_D - H_D h$$

14



$$H_D = \frac{wh}{40} \frac{4+3k}{2+k}$$

$$H_A = \frac{wh}{2} - H$$

$$V = \frac{wKh^2}{4L(1+6K)}$$

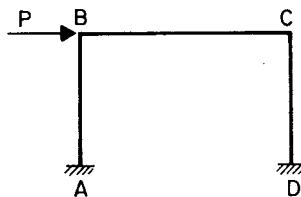
$$M_A = -\frac{wh^2}{120} \left(20 - \frac{12+7K}{2+K} - \frac{15K}{1+6K} \right)$$

$$M_D = -\frac{wh^2}{120} \left(\frac{12+7K}{2+K} - \frac{15K}{1+6K} \right)$$

$$M_B = -M_A - H_A h + \frac{ph^2}{6}$$

$$M_C = -M_D - H_D h$$

15



$$H = \frac{P}{2}$$

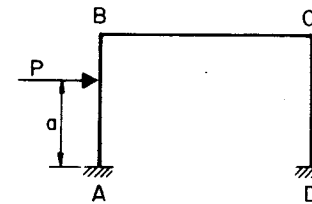
$$V = \frac{3PhK}{L(1+6K)}$$

$$M_A = M_D = -\frac{Ph}{2} \frac{1+3K}{1+6K}$$

$$M_B = M_C = -\frac{Ph}{2} \frac{1+3K}{1+6K}$$



16



$$H_D = \frac{P \left(\frac{a}{L} \right)^2}{2(2+k)} \left[3(1+k) - \frac{a}{L} (1+2k) \right]$$

$$H_A = P - H_D$$

$$V_A = \frac{3Pa^2k}{L^2(1+6k)}$$

$$M_A = -\frac{Pa^2}{2L} \left[\frac{2L}{a} - \frac{3+2K - \frac{a}{L}(1+K)}{2+K} - \frac{3K}{1+6K} \right]$$

$$M_D = -\frac{Pa^2}{2L} \left[\frac{3+2K - \frac{a}{L}(1+K)}{2+K} - \frac{3K}{1+6K} \right]$$

$$M_B = -M_A - H_A h + P(h-a)$$

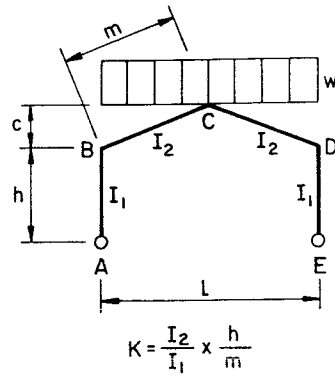
$$M_C = M - H_D h$$



17

DOBLEMENTE ARTICULADOS Y VIGA QUEBRADA

TABLA 1.21



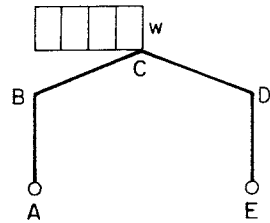
$$H = \frac{wL^2(8h+5c)}{32[h^2(3+K)+c(3h+c)]}$$

$$V = \frac{wL}{2}$$

$$M_B = -Hh$$

$$M_D = -Hh$$

18



$$H = \frac{wL^2(8h+5c)}{64[h^2(3+K)+c(3h+c)]}$$

$$V_A = \frac{3wL}{8}$$

$$V_E = \frac{wL}{8}$$

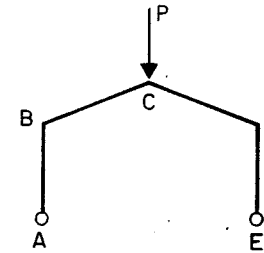
$$M_B = -Hh$$

$$M_C = V_E \frac{L}{2} - H(h+c)$$

$$M_D = -Hh$$



19



$$H = \frac{Pl(3h+2c)}{8[h^2(3+K)+c(3h+c)]}$$

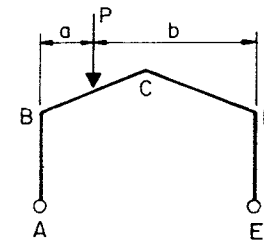
$$V = \frac{P}{2}$$

$$M_B = -Hh$$

$$M_C = \frac{Pa}{L} - H(h+c)$$

$$M_D = -Hh$$

20



$$H = \frac{Pa}{4l^2} \frac{6hbl+c(3l^2-4a^2)}{[h^2(3+K)+c(3h+c)]}$$

$$V_A = \frac{Pb}{L}$$

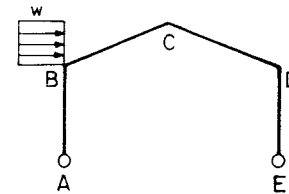
$$V_E = \frac{Pa}{L}$$

$$M_B = -Hh$$

$$M_C = \frac{Pa}{L} - H(h+c)$$

$$M_D = -Hh$$

21



$$H_E = \frac{wc}{16} \frac{[8h(3+k)+5c(4h+c)]}{h(3+k)+c(3h+c)}$$

$$H_A = wc - Hc$$

$$V = \frac{wc(2h+c)}{2L}$$

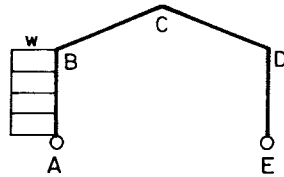
$$M_B = H_A h$$

$$M_C = V_E \frac{L}{2} - H(h+c)$$

$$M_D = H_E h$$



22



$$H_E = \frac{wh^2}{16} \left[\frac{5hk + 12h + 6c}{h^2(3+k) + c(3h+c)} \right]$$

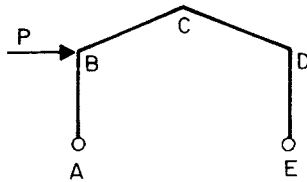
$$V = \frac{wh^2}{2l}$$

$$M_B = \frac{wh^2}{2} - H_A h$$

$$M_C = \frac{ph^2}{4} - H_E(h+c)$$

$$M_D = -H_E h$$

23



$$H_E = \frac{Ph}{4} \left[\frac{k(3h-l) + 3(2h+c)}{h^2(3+k) + c(3h+c)} \right]$$

$$H_A = P - H$$

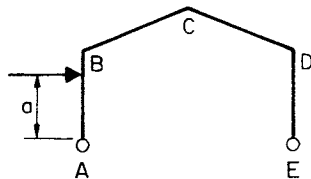
$$V = P$$

$$M_B = H_A h$$

$$M_C = \frac{Pl}{2} - H_E(h+c)$$

$$M_D = -H_E h$$

24



$$H_E = Pa \frac{k(3h - \frac{a}{h}) + 3(2h+c)}{4[h^2(3+k) + c(3h+c)]}$$

$$H_A = P - H_E$$

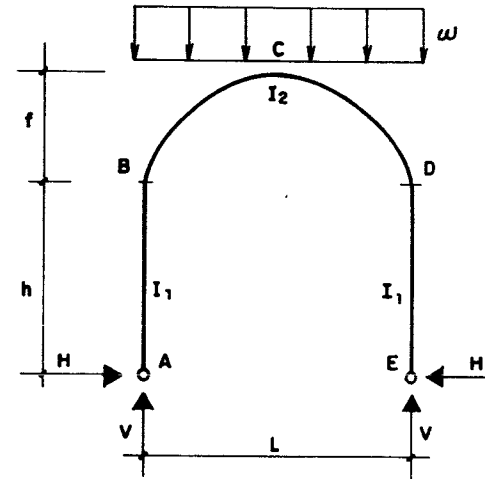
$$V = \frac{Pa}{l}$$

$$M_B = -P(h-a) + H_A h$$

$$M_C = V_E \frac{l}{2} - H_E(h+c)$$

$$M_D = -H_E h$$

VIGA DE DIRECTRIZ PARABOLICA



$$H = \frac{w L^2}{2 h A} \left(5 + \frac{4f}{h} \right)$$

$$V = \frac{w L}{2}$$

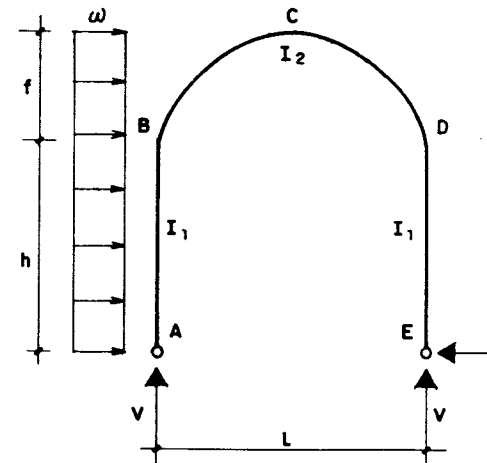
$$M_B = M_D = -H h$$

$$M_C = \frac{w L^2}{8} - H(h+f)$$

$$K = \frac{I_2}{I_1} \times \frac{h}{L}$$

$$A = 2 \left(10K + 15 + \frac{20f}{h} + \frac{8f^2}{h} \right)$$

26



$$V = \frac{w(h+f)^2}{2L}$$

$$H_E = \frac{w h}{28 A} \left[175 K + 210 + 280 K \frac{f}{h} + 560 \frac{f}{h} + 448 \left(\frac{f}{h} \right)^2 + 128 \left(\frac{f}{h} \right)^3 \right]$$

$$H_A = w(h+f) - H_E$$

$$M_B = H_A h - \frac{w h^2}{2}$$

$$M_C = \frac{V L}{2} - H_E(h+f)$$

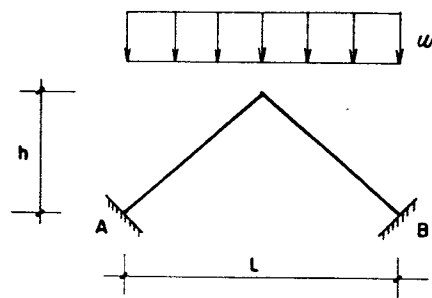




27

TABLA N° 1.23

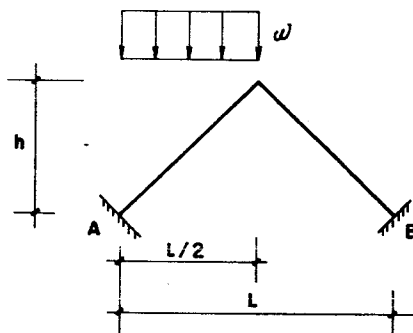
PORTICOS TRIANGULARES DE SECCION CONSTANTE



$$H_A = H_B = \frac{w L^2}{8 h}$$

$$M_{E_A} = M_{E_B} = \frac{w L^2}{8 h}$$

28

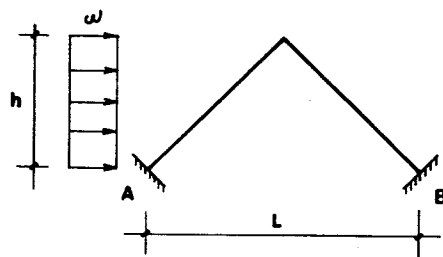


$$H_A = H_B = \frac{w L^2}{16 h}$$

$$M_{E_A} = \frac{5 w L^2}{192}$$

$$M_{E_B} = \frac{w L^2}{192}$$

29



$$H_A = -\frac{3 w L}{4}$$

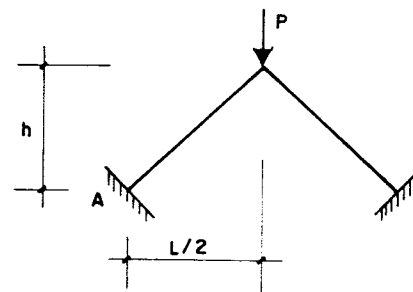
$$H_B = \frac{w h}{4}$$

$$M_{E_A} = \frac{5 w h^2}{48}$$

$$M_{E_B} = \frac{w h^2}{48}$$



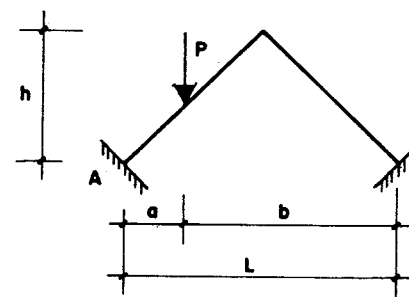
30



$$H_A = H_B = \frac{P L}{4 h}$$

$$M_{E_A} = M_{E_B} = 0$$

31



$$H_A = \frac{P a^2 (3 L - 4 a)}{h L^2}$$

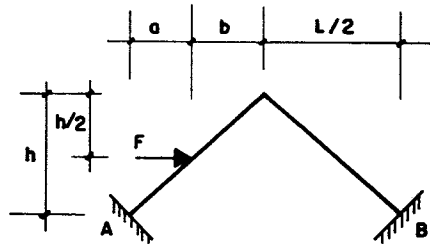
$$H_B = \frac{P a^2 (3 L - 4 a)}{h L^2}$$

$$M_{E_A} = \frac{P a (L - 2 a) (2 L - 3 a)}{2 L^2}$$

$$M_{E_B} = \frac{P a^2 (L - 2 a)}{2 L^2}$$



32



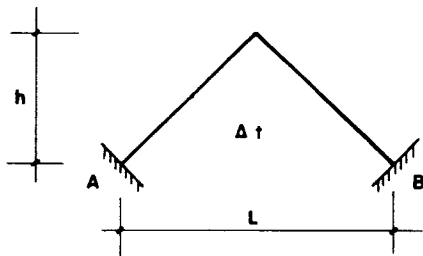
$$H_A = \frac{F}{2L^2} (2L^2 - 2aL^2 + a^2b - ab^2)$$

$$H_B = \frac{Fa}{2L^2} (2L^2 + ab - b^2)$$

$$ME_A = \frac{Fabh(4b+a)}{4L^3}$$

$$ME_B = \frac{Fa^2bh}{4L^3}$$

33



$$H_A = \frac{-2ME_A}{h}$$

$$H_B = \frac{2ME_B}{h}$$

$$ME_A = \frac{-6LEI\alpha\Delta t}{h\sqrt{4h^2+L^2}}$$

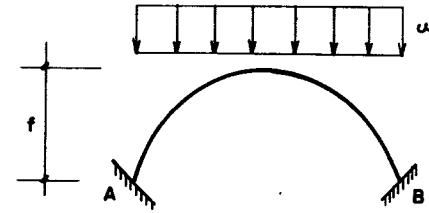
$$ME_B = \frac{6LEI\alpha\Delta t}{h\sqrt{4h^2+L^2}}$$

α = coeficiente de dilatación termica



34

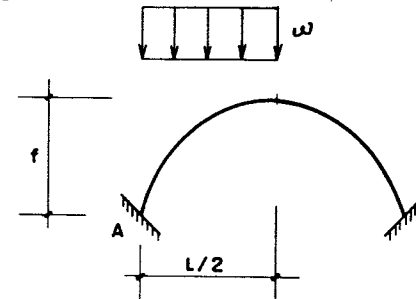
TABLA N° 1.24

 $I_0 = I \cos \theta$ 

$$H_A = H_B = \frac{\omega L^2}{8f}$$

$$ME_A = ME_B = 0$$

35

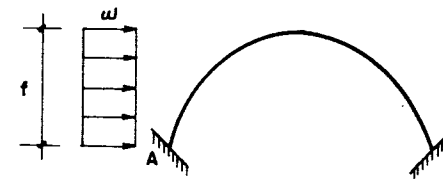


$$H_A = H_B = \frac{\omega L^2}{16f}$$

$$ME_A = \frac{-\omega L^2}{64}$$

$$ME_B = \frac{\omega L^2}{64}$$

36



$$H_A = -\frac{11}{14}\omega f$$

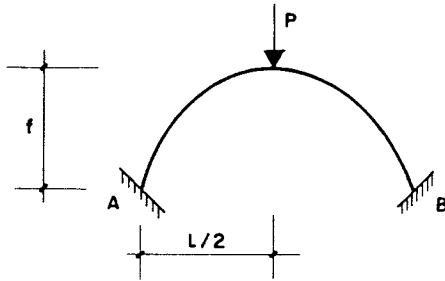
$$H_B = \frac{3}{14}\omega f$$

$$ME_A = \frac{-51}{280}\omega f^2$$

$$ME_B = \frac{19}{280}\omega f^2$$



37

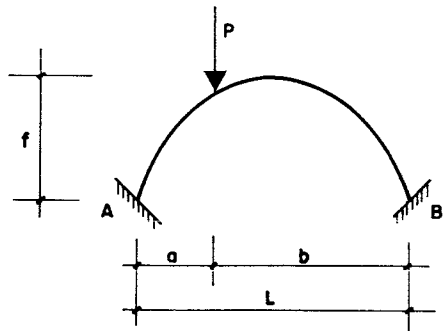


$$H_A = H_B = \frac{75 PL}{64 f}$$

$$ME_A = \frac{PL}{32}$$

$$ME_B = \frac{PL}{32}$$

38

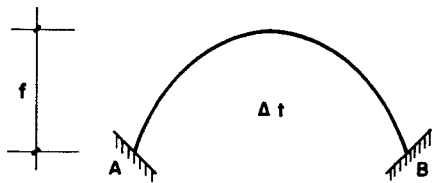


$$H_A = H_B = \frac{15 a^2 b^2 P}{4 L^3 f}$$

$$ME_A = \frac{-a b^2 (2L - 5a) P}{2 L^3}$$

$$ME_B = \frac{a^2 b (2L - 5b) P}{2 L^3}$$

39



$$H_A = H_B = \frac{11,25 E I c \alpha \Delta t}{f^2}$$

$$ME_A = \frac{7,5 E I c \alpha \Delta t}{f}$$

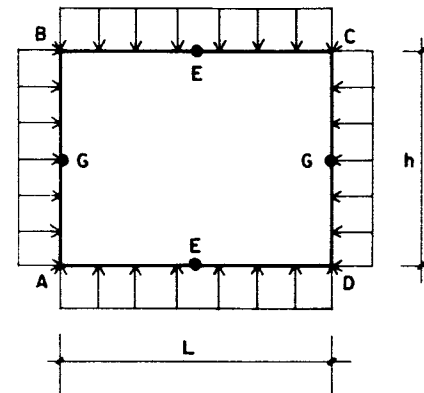
$$ME_B = \frac{7,5 E I c \alpha \Delta t}{f}$$



TABLA Nº 1.25

I = constante

1



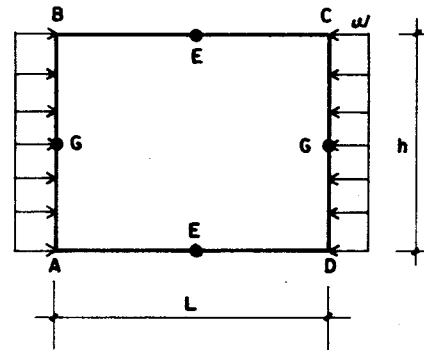
$$M_A = M_B = M_C = M_D =$$

$$= \frac{\omega h^2}{12} + \left[\frac{\omega L^2}{12} - \frac{\omega h^2}{12} \right] \times \frac{L}{L+h}$$

$$M_E = \frac{\omega L^2}{8} - M_B$$

$$M_G = \frac{\omega h^2}{8} - M_B$$

2



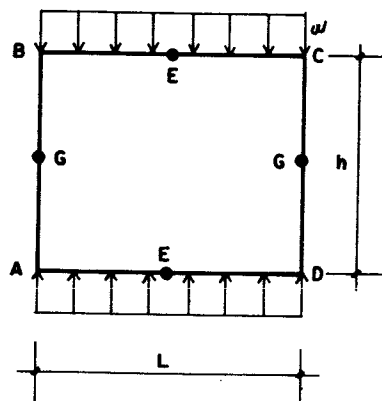
$$M_A = M_B = M_E = M_C = M_D =$$

$$= \frac{\omega h^2}{12} - \left[\frac{\omega h^2}{12} \times \frac{L}{L+h} \right]$$

$$M_G = \frac{\omega h^2}{8} - M_A$$



③

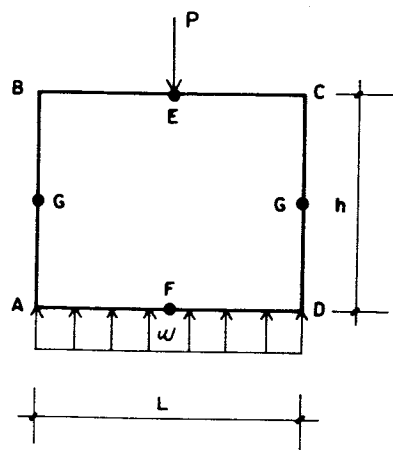


$$M_A = M_B = M_C = M_D = M_G =$$

$$= \frac{wL^2}{12} \times \frac{L}{L+h}$$

$$M_E = \frac{wL^2}{8} - M_B$$

④



$$M_B = M_C = -\frac{PL}{4} \times \frac{4h + 9L}{\frac{h^2}{L} + 4h + 3L}$$

$$M_A = M_D = -\frac{PL}{4} \times \frac{h + 6L}{\frac{h^2}{L} + 4h + 3L}$$

$$M_E = \frac{PL}{4} - M_B$$

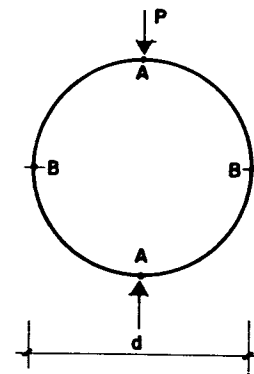
$$M_F = \frac{PL}{8} - M_A$$

$$M_G = \frac{M_A + M_B}{2}$$



TABLA N° 1.26

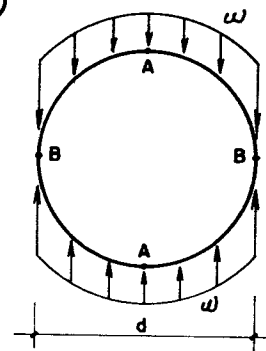
①



$$M_A = .159 P d$$

$$M_B = - .091 P d$$

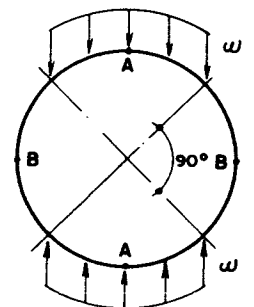
②



$$M_A = .0625 w d^2$$

$$M_B = - .0625 w d^2$$

③



$$M_A = .0598 w d^2$$

$$M_B = - .0544 w d^2$$



TABLA N° 1.27

TABLAS PARA INTEGRACION GRAFICA			
			$\int M^2 dx$
	$\frac{1}{3} M M' L$	$\frac{1}{3} M M' L$	$M^2 L$
	$\frac{1}{4} M M' L$	$\frac{1}{12} M M' L$	$\frac{1}{3} M^2 L$
	$\frac{1}{12} (M_1 + 3M_2) M' L$	$\frac{1}{12} (3M_1 + M_2) M' L$	$\frac{(M_1^2 + M_2^2 + M_1 M_2) L}{6}$
	$\frac{1}{5} M M' L$	$\frac{1}{5} M M' L$	$\frac{8}{15} M^2 L$
	$\frac{3}{10} M M' L$	$\frac{2}{15} M M' L$	$\frac{8}{15} M^2 L$
	$\frac{1}{15} M M' L$	$\frac{1}{30} M M' L$	$\frac{1}{5} M^2 L$
	$\frac{1}{60} (-M_1 + 9M_2 + 12M_3) M' L$	$\frac{1}{60} (9M_1 - M_2 + 12M_3) M' L$	$\frac{L}{15} (2M_1^2 + 2M_2^2 + 8M_3^2 - M_1 M_2 - 2M_1 M_3 + 2M_2 M_3)$
	$\frac{1}{12} M M' L (1 + a + a^2)$	$\frac{1}{12} M M' L (1 + b + b^2)$	$\frac{1}{3} M^2 L$



TABLAS PARA INTEGRACION GRAFICA

$\frac{1}{2} M M' L$	$\frac{2}{3} M M' L$	$\frac{2}{3} M M' L$	$\frac{2}{3} M M' L$	$\frac{2}{3} M M' L$
$\frac{1}{6} M M' L (1 + a)$	$\frac{1}{3} M M' L$	$\frac{5}{12} M M' L$	$\frac{1}{4} M M' L$	$\frac{1}{4} M M' L$
$\frac{[(1+b)M_1 + (1+a)M_2] M' L}{6}$	$\frac{1}{3} (M_1 + M_2) M' L$	$\frac{1}{12} (3M_1 + 5M_2) M' L$	$\frac{1}{12} (M_1 + 3M_2) M' L$	$\frac{1}{12} (M_1 + 3M_2) M' L$
$\frac{1}{3} M M' L (1 + ab)$	$\frac{8}{15} M M' L$	$\frac{7}{15} M M' L$	$\frac{7}{15} M M' L$	$\frac{7}{15} M M' L$
$\frac{1}{12} M M' L (3 - b - b^2)$	$\frac{7}{15} M M' L$	$\frac{8}{15} M M' L$	$\frac{11}{30} M M' L$	$\frac{11}{30} M M' L$
$\frac{1}{12} M M' L (1 + a + a^2)$	$\frac{1}{5} M M' L$	$\frac{3}{10} M M' L$	$\frac{2}{15} M M' L$	$\frac{2}{15} M M' L$
$\frac{1}{6} [M_1 b^2 + 2(1+ab)M_3 + a^2 M_2] M' L$	$\frac{1}{15} (M_1 + M_2 + 8M_3) M' L$	$\frac{1}{60} (M_1 + 11M_2 + 28M_3) M' L$	$\frac{1}{60} (11M_1 + M_2 + 28M_3) M' L$	$\frac{1}{60} (11M_1 + M_2 + 28M_3) M' L$
$\frac{1}{3} M M' L$	$\frac{1}{3} M M' L (1 + ab)$	$\frac{1}{12} M M' L (5 - b - b^2)$	$\frac{1}{12} M M' L (5 - a - a^2)$	$\frac{1}{12} M M' L (5 - a - a^2)$

TABLAS PARA INTEGRACION GRAFICA

[illegible]

Densidad del Concreto = 2400 kg/m^3

$\frac{b}{h}$	20	25	30	35	40	45	50	55
20	96	120	144	168	192	216	240	264
25	120	150	180	210	240	270	300	330
30	144	180	216	253	288	324	360	396
35	168	210	253	294	336	378	420	462
40	192	240	288	336	384	432	480	528
45	216	270	324	378	432	486	540	594
50	240	300	360	420	480	540	600	660
55	264	330	396	462	528	594	660	726
60	288	360	432	505	576	648	720	792
65	312	390	469	546	624	702	780	859
70	336	420	505	588	672	756	840	924
75	360	450	540	630	720	810	900	990
80	384	480	576	672	768	864	960	1056
85	403	510	612	714	816	918	1020	1122
90	432	540	648	756	864	972	1080	1188
95	456	570	684	798	912	1026	1140	1254
100	480	600	720	840	960	1080	1200	1320
105	505	630	757	882	1009	1135	1260	1386
110	528	660	792	924	1056	1188	1320	1452
115	552	690	828	966	1104	1242	1380	1518
120	576	720	864	1009	1152	1296	1440	1584
125	600	750	900	1050	1200	1350	1500	1650
130	624	780	937	1092	1248	1404	1560	1717
135	648	810	972	1134	1296	1458	1620	1782
140	672	840	1009	1176	1344	1512	1680	1848
145	696	870	1044	1218	1392	1567	1740	1914
150	720	900	1080	1260	1440	1620	1800	1980

Densidad del Concreto = 2400 kg/m³

h \ b	60	65	70	75	80	85	90	95	100
20	288	312	336	360	384	408	432	456	480
25	360	390	420	450	480	510	540	570	600
30	432	469	505	540	576	612	648	684	720
35	505	546	588	630	672	714	756	798	840
40	576	624	672	720	768	816	864	912	960
45	648	702	756	810	864	918	972	1026	1080
50	720	780	840	900	960	1020	1080	1140	1200
55	792	859	924	990	1056	1122	1188	1254	1320
60	864	937	1009	1080	1152	1224	1296	1368	1440
65	937	1014	1092	1170	1248	1327	1404	1483	1560
70	1009	1092	1176	1260	1344	1428	1512	1596	1680
75	1080	1170	1260	1350	1440	1530	1620	1710	1800
80	1152	1248	1344	1440	1536	1632	1728	1824	1920
85	1224	1326	1428	1530	1632	1734	1836	1938	2040
90	1296	1404	1512	1620	1728	1836	1944	2052	2160
95	1368	1482	1596	1710	1824	1938	2052	2166	2280
100	1440	1560	1680	1800	1920	2040	2160	2280	2400
105	1513	1638	1764	1890	2017	2143	2269	2395	2520
110	1584	1717	1848	1980	2112	2244	2376	2508	2640
115	1656	1794	1932	2070	2208	2346	2484	2622	2760
120	1728	1873	2017	2160	2304	2448	2592	2736	2880
125	1800	1950	2100	2250	2400	2550	2700	2850	3000
130	1873	2028	2184	2340	2496	2653	2808	2965	3120
135	1944	2106	2268	2430	2592	2754	2916	3078	3240
140	2017	2184	2352	2520	2688	2856	3024	3192	3360
145	2088	2262	2436	2610	2784	2958	3133	3306	3480
150	2160	2340	2520	2700	2880	3060	3240	3420	3600

Densidad del Concreto = 2500 kg/m³

h \ b	20	25	30	35	40	45	50	55
20	100	125	150	175	200	225	250	275
25	125	156	188	219	250	281	313	344
30	150	188	225	263	300	338	375	413
35	175	219	263	306	350	394	438	481
40	200	250	300	350	400	450	500	550
45	225	281	338	394	450	506	563	619
50	250	313	375	438	500	563	625	688
55	275	344	413	481	550	619	688	756
60	300	375	450	525	600	675	750	825
65	325	406	488	569	650	731	813	894
70	350	438	525	613	700	788	875	963
75	375	469	563	656	750	844	938	1031
80	400	500	600	700	800	900	1000	1100
85	425	531	639	744	850	956	1063	1169
90	450	563	675	788	900	1013	1125	1238
95	475	594	713	831	950	1069	1188	1306
100	500	625	750	875	1000	1125	1250	1375
105	525	656	788	919	1050	1181	1313	1444
110	550	688	825	963	1100	1238	1375	1513
115	575	719	863	1006	1150	1294	1438	1581
120	600	750	900	1050	1200	1350	1500	1650
125	625	781	938	1094	1250	1406	1563	1719
130	650	813	975	1138	1300	1463	1625	1788
135	675	844	1013	1181	1350	1519	1688	1856
140	700	875	1050	1225	1400	1575	1750	1925
145	725	906	1088	1269	1450	1631	1813	1994
150	750	938	1125	1313	1500	1688	1875	2063

Densidad del Concreto = 2500 kg/m³

h \ b	60	65	70	75	80	85	90	95	100
20	300	325	350	375	400	425	450	475	500
25	375	406	438	469	500	531	563	594	625
30	450	488	525	563	600	638	675	713	750
35	525	569	613	656	700	744	788	831	875
40	600	650	700	750	800	850	900	950	1000
45	675	731	788	844	900	956	1013	1069	1125
50	750	813	875	938	1000	1063	1125	1188	1250
55	825	894	963	1031	1100	1169	1238	1306	1375
60	900	975	1050	1125	1200	1275	1350	1425	1500
65	975	1056	1138	1219	1300	1381	1463	1544	1625
70	1050	1138	1225	1313	1400	1488	1575	1663	1750
75	1125	1219	1313	1406	1500	1594	1688	1781	1875
80	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000
85	1275	1381	1488	1594	1700	1806	1913	2019	2125
90	1350	1463	1575	1688	1800	1913	2025	2138	2250
95	1425	1544	1663	1781	1900	2019	2138	2256	2375
100	1500	1625	1750	1875	2000	2125	2250	2375	2500
105	1575	1706	1838	1969	2100	2231	2363	2494	2625
110	1650	1788	1925	2063	2200	2338	2475	2613	2750
115	1725	1869	2013	2156	2300	2444	2588	2731	2875
120	1800	1950	2100	2250	2400	2550	2700	2850	3000
125	1875	2031	2183	2344	2500	2656	2813	2969	3125
130	1950	2113	2275	2433	2600	2763	2925	3088	3250
135	2025	2194	2363	2531	2700	2869	3038	3206	3375
140	2100	2275	2450	2625	2800	2975	3150	3325	3500
145	2175	2356	2538	2719	2900	3081	3263	3444	3625
150	2250	2438	2625	2813	3000	3188	3375	3563	3750



T A B L A 1.30

DESIGNACION	DIÁME- TRO	AREA cm ²	PERI- METRO cm	PESO k/m	SECCION TOTAL (cm ²)											
					NUMERO DE CABILLAS											
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2	1/4"	6.35	0.317	1.995	0.249	0.32	0.63	0.95	1.27	1.58	1.90	2.22	2.54	2.85	3.17	3.49
3	3/8"	9.52	0.713	2.992	0.559	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70	6.42	7.13	7.84
4	1/2"	12.70	1.267	3.990	0.994	1.27	2.53	3.80	5.07	6.34	7.60	8.87	10.14	11.40	12.67	13.94
5	5/8"	15.88	1.979	4.987	1.554	1.98	3.96	5.94	7.92	9.90	11.87	13.85	15.83	17.81	19.79	21.77
6	3/4"	19.05	2.850	5.985	2.237	2.85	5.70	8.55	11.40	14.25	17.10	19.95	22.80	25.65	28.50	31.35
7	7/8"	22.22	3.879	6.982	3.045	3.88	7.76	11.64	15.52	19.40	23.27	27.15	31.03	34.91	38.79	42.67
8	1"	25.40	5.067	7.980	3.978	5.07	10.13	15.20	20.27	25.34	30.42	35.47	40.54	45.60	50.67	55.74
11	1 3/8"	35.81	10.064	11.252	7.907	10.06	20.13	30.19	40.26	50.32	60.38	70.45	80.51	90.58	100.64	110.70

a) Los números utilizados para designar las cabillas están basados en el número de octavos de pulgadas comprendidos en el diámetro nominal de la cabilla. El diámetro nominal en una cabilla estriada es equivalente al diámetro de una cabilla lisa que tenga el mismo peso unitario de la estriada.

b) Los valores de esta tabla han sido tomados de acuerdo a los datos de la Siderúrgica del Orinoco (SIDOR).



T A B L A 1.31

ESPACIA- MIENTO cm		DIAMETRO DE LAS CABILLAS EN PULGADAS Y EN OCTAVO							
		1/4 N°2	3/8 N°3	1/2 N°4	5/8 N°5	3/4 N°6	7/8 N°7	1 N°8	1 y 3/8 N°11
5	A =	6.34	14.26	25.34	39.58	57.00	77.58		
	P =	39.90	59.84	79.80	99.74	119.70	139.64		
6	A =	5.07	11.40	20.27	31.66	45.60	62.06	81.07	
	P =	31.92	47.87	63.84	79.79	95.76	111.71	127.68	
7	A =	4.43	9.98	17.73	27.70	39.90	54.30	70.93	140.89
	P =	27.93	41.88	55.86	69.81	83.79	97.74	111.72	157.52
8	A =	3.80	8.55	15.20	23.74	34.20	46.54	60.80	120.76
	P =	23.94	35.90	47.88	59.84	71.82	83.78	95.76	135.02
9	A =	3.48	7.84	13.93	21.76	31.35	42.66	55.73	110.70
	P =	21.94	32.91	43.89	54.85	65.83	76.80	87.78	123.77
10	A =	3.17	7.13	12.67	19.79	28.50	38.79	50.67	100.64
	P =	19.95	29.92	39.90	49.87	59.85	69.82	79.80	112.52
11	A =	2.85	6.41	11.40	17.81	25.65	34.91	45.60	90.57
	P =	17.95	26.92	35.91	44.88	53.86	62.83	71.82	101.26
12	A =	2.53	5.70	10.13	15.83	22.80	31.03	40.53	80.51
	P =	15.96	23.93	31.92	39.89	47.88	55.85	63.84	90.01
13	A =	2.21	4.99	8.86	13.85	19.95	27.15	35.46	70.44
	P =	13.96	20.94	27.93	34.90	41.89	48.87	55.86	78.76
14	A =	2.21	4.99	8.86	13.85	19.95	27.15	35.46	70.44
	P =	13.96	20.94	27.93	34.90	41.89	48.87	55.86	78.76
15	A =	1.90	4.27	7.60	11.87	17.10	23.27	30.40	60.38
	P =	11.97	17.95	23.94	29.92	35.91	41.89	47.88	67.51
16	A =	1.90	4.27	7.60	11.87	17.10	23.27	30.40	60.38
	P =	11.97	17.95	23.94	29.92	35.91	41.89	47.88	67.51
17	A =	1.53	3.56	6.33	9.89	14.25	19.39	25.33	50.32
	P =	9.97	14.96	19.95	24.93	29.92	34.91	39.90	56.26
18	A =	1.58	3.56	6.33	9.89	14.25	19.39	25.33	50.32
	P =	9.97	14.96	19.95	24.93	29.92	34.91	39.90	56.26
19	A =	1.53	3.56	6.33	9.89	14.25	19.39	25.33	50.32
	P =	9.97	14.96	19.95	24.93	29.92	34.91	39.90	56.26
20	A =	1.53	3.56	6.33	9.89	14.25	19.39	25.33	50.32
	P =	9.97	14.96	19.95	24.93	29.92	34.91	39.90	56.26
25	A =	1.26	2.85	5.06	7.91	11.40	15.51	20.26	40.25
	P =	7.98	11.96	15.96	19.94	23.94	27.92	31.92	45.00
30	A =	.95	2.13	3.80	5.93	8.55	11.63	15.20	30.19
	P =	5.98	8.97	11.97	14.96	17.95	20.94	23.94	33.75
35	A =	.63	1.42	2.53	3.95	5.70	7.75	10.13	20.12
	P =	3.99	5.98	7.98	9.97	11.97	13.96	15.96	22.50

T A B L A 1.32

		3/8"					1/2"				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
3/8"	1	Áreas cm ²					1.55	2.55	3.54	4.54	5.53
	2						2.11	3.11	4.10	5.09	6.09
	3						2.67	3.67	4.66	5.65	6.65
	4						3.23	4.22	5.22	6.21	7.21
	5						3.79	4.78	5.78	6.77	7.77
1/2"	1	1.98	2.69	3.41	4.12	4.83	Áreas cm ²				
	2	3.25	3.96	4.67	5.39	6.10					
	3	4.51	5.23	5.94	6.65	7.37					
	4	5.78	6.49	7.21	7.92	8.63					
	5	7.05	7.76	8.47	9.19	9.90					
5/8"	1	2.69	3.41	4.12	4.83	5.54	3.25	4.51	5.78	7.05	8.31
	2	4.67	5.38	6.10	6.81	7.52	5.23	6.49	7.76	9.03	10.29
	3	6.65	7.36	8.08	8.79	9.50	7.20	8.47	9.74	11.01	12.27
	4	8.63	9.34	10.05	10.77	11.48	9.18	10.45	11.72	12.98	14.25
	5	10.61	11.32	12.03	12.75	13.46	11.16	12.43	13.70	14.96	16.23
3/4"	1	3.56	4.28	4.99	5.70	6.42	4.12	5.38	6.65	7.92	9.19
	2	6.41	7.13	7.84	8.55	9.27	6.97	8.23	9.50	10.77	12.04
	3	9.26	9.98	10.69	11.40	12.12	9.82	11.08	12.35	13.62	14.89
	4	12.11	12.83	13.54	14.25	14.97	12.67	13.93	15.20	16.47	17.74
	5	14.96	15.68	16.39	17.10	17.82	15.52	16.78	18.05	19.32	20.59
7/8"	1	4.59	5.31	6.02	6.73	7.44	5.15	6.41	7.68	8.95	10.21
	2	8.47	9.18	9.90	10.61	11.32	9.03	10.29	11.56	12.83	14.09
	3	12.35	13.06	13.78	14.49	15.20	12.90	14.17	15.44	16.71	17.97
	4	16.23	16.94	17.66	18.37	19.08	16.78	18.05	19.32	20.58	21.85
	5	20.11	20.82	21.53	22.25	22.96	20.65	21.93	23.20	24.46	25.73
1"	1	5.78	6.49	7.21	7.92	8.63	6.33	7.60	8.87	10.14	11.40
	2	10.85	11.56	12.27	12.99	13.70	11.40	12.67	13.94	15.20	16.47
	3	15.91	16.63	17.34	18.05	18.77	16.47	17.74	19.00	20.27	21.54
	4	20.98	21.69	22.41	23.12	23.83	21.54	22.80	24.07	25.34	26.60
	5	26.05	26.76	27.47	28.19	28.90	26.60	27.87	29.14	30.40	31.67
1 3/8"	1	10.78	11.49	12.20	12.92	13.63	11.33	12.60	13.87	15.13	16.40
	2	20.84	21.55	22.27	22.98	23.69	21.40	22.66	23.93	25.20	26.46
	3	30.91	31.62	32.33	33.04	33.76	31.46	32.73	33.99	35.26	36.53
	4	40.97	41.68	42.40	43.11	43.82	41.52	42.79	44.06	45.32	46.59
	5	51.03	51.75	52.46	53.17	53.89	51.59	52.85	54.12	55.39	56.66



T A B L A 1.32 (continuación)

		5/8"					3/4"				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
3/8"	1	2.11	3.57	5.22	6.78	8.33	2.80	5.03	7.27	9.61	11.74
	2	2.67	4.23	5.78	7.33	8.33	3.36	5.59	7.83	10.07	12.30
	3	3.23	4.79	6.34	7.89	9.45	3.91	6.15	8.39	10.63	12.86
	4	3.79	5.34	6.90	8.45	10.01	4.47	6.71	8.95	11.18	13.42
	5	4.35	5.90	7.46	9.01	10.57	5.03	7.27	9.51	11.74	13.98
1/2"	1	2.55	4.10	5.66	7.21	8.76	3.23	5.47	7.71	9.94	12.18
	2	3.54	5.10	6.65	8.20	9.76	4.23	6.46	8.70	10.94	13.17
	3	4.54	6.09	7.64	9.20	10.75	5.22	7.46	9.69	11.93	14.17
	4	5.53	7.08	8.64	10.19	11.75	6.21	8.45	10.69	12.92	15.16
	5	6.52	8.08	9.63	11.19	12.74	7.21	9.44	11.68	13.92	16.16
5/8"	1	Pesos kg					3.79	6.03	8.27	10.50	12.74
	2						5.35	7.58	9.82	12.06	14.29
	3						6.90	9.14	11.37	13.61	15.85
	4						8.45	10.69	12.93	15.16	17.40
	5	Areas cm ²					10.01	12.24	14.48	16.72	18.96
3/4"	1	4.83	6.81	8.79	10.77	12.75	Pesos kg				
	2	7.68	9.66	11.64	13.62	15.60					
	3	10.53	12.51	14.49	16.47	18.45					
	4	13.38	15.36	17.34	19.32	21.30					
	5	16.23	18.21	20.19	22.17	24.15	Areas cm ²				
7/8"	1	5.86	7.84	9.82	11.80	13.77	6.73	9.58	12.43	15.28	18.13
	2	9.74	11.72	13.70	15.67	17.65	10.61	13.46	16.31	19.16	22.01
	3	13.52	15.60	17.57	19.55	21.53	14.49	17.34	20.19	23.04	25.89
	4	17.50	19.47	21.45	23.43	25.41	18.37	21.22	24.07	26.92	29.77
	5	21.37	23.35	25.33	27.31	29.29	22.25	25.10	27.95	30.80	33.65
1"	1	7.05	9.03	11.00	12.98	14.96	7.92	10.77	13.62	16.47	19.32
	2	12.11	14.09	16.07	18.05	20.03	12.98	15.83	18.68	21.53	24.38
	3	17.18	19.16	21.14	23.12	25.10	18.05	20.90	23.75	26.60	29.45
	4	22.25	24.23	26.21	28.18	30.16	23.12	25.97	28.82	31.67	34.52
	5	27.31	29.29	31.27	33.25	35.23	28.19	31.04	33.89	36.74	39.59
1 3/8"	1	12.04	14.02	16.00	17.98	19.96	12.91	15.76	18.61	21.46	24.31
	2	22.11	24.09	26.07	28.04	30.02	22.98	25.83	28.68	31.53	34.38
	3	32.17	34.15	36.13	38.11	40.09	33.04	35.89	38.74	41.59	44.44
	4	42.24	44.21	46.19	48.17	50.15	43.11	45.96	48.81	51.66	54.51
	5	52.30	54.28	56.26	58.24	60.22	53.17	56.02	58.87	61.72	64.57



T A B L A 1.32 (continuación)

		7/8"					1"				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
3/8"	1	3.60	6.65	9.69	12.74	15.78	4.54	8.52	12.49	16.47	20.45
	2	4.16	7.21	10.25	13.30	16.34	5.10	9.07	13.05	17.03	21.01
	3	4.72	7.77	10.81	13.86	16.90	5.66	9.63	13.61	17.59	21.57
	4	5.28	8.33	11.37	14.42	17.46	6.21	10.19	14.17	18.15	22.13
	5	5.84	8.89	11.93	14.98	18.02	6.77	10.75	14.73	18.71	22.69
1/2"	1	4.04	7.08	10.13	13.17	16.22	4.97	8.95	12.93	16.91	20.88
	2	5.03	8.08	11.12	14.17	17.21	5.97	9.94	13.92	17.90	21.88
	3	6.03	9.07	12.12	15.16	18.21	6.96	10.94	14.92	18.89	22.87
	4	7.02	10.07	13.11	16.16	19.20	7.95	11.93	15.91	19.89	23.87
	5	8.02	11.06	14.11	17.15	20.20	8.95	12.93	16.90	20.88	24.86
5/8"	1	4.60	7.64	10.69	13.73	16.78	5.53	9.51	13.49	17.47	21.44
	2	6.15	9.20	12.24	15.29	18.33	7.09	11.06	15.04	19.02	23.00
	3	7.71	10.75	13.80	16.84	19.89	8.64	12.62	16.60	20.57	24.55
	4	9.26	12.31	15.35	18.40	21.44	10.19	14.17	18.15	22.13	26.11
	5	10.82	13.86	16.91	19.95	23.00	11.75	15.73	19.70	23.68	27.66
3/4"	1	5.28	8.33	11.37	14.42	17.46	6.22	10.19	14.17	18.15	22.13
	2	7.52	10.56	13.61	16.65	19.70	8.45	12.43	16.41	20.39	24.36
	3	9.76	12.80	15.85	18.89	21.94	10.69	14.67	18.65	22.62	26.60
	4	11.99	15.04	18.08	21.13	24.17	12.93	16.90	20.88	24.86	28.84
	5	14.23	17.28	20.32	23.37	26.41	15.16	19.14	23.12	27.10	31.08
7/8"	1	Pesos kg					7.02	11.00	14.98	18.96	22.94
	2						10.07	14.05	18.02	22.00	25.98
	3						13.11	17.09	21.07	25.05	29.03
	4						16.16	20.14	24.11	28.09	32.07
	5	Areas cm ²					19.20	23.18	27.16	31.14	35.12
1"	1	8.95	12.83	16.70	20.58	24.46	Pesos kg				
	2	14.01	17.89	21.77	25.65	29.53					
	3	19.08	22.96	26.84	30.72	34.60					
	4	24.15	28.03	31.91	35.78	39.66					
	5	29.21	33.09	36.97	40.85	44.73	Areas cm ²				
1 3/8"	1	13.94	17.82	21.70	25.58	29.46	15.13	20.20	25.27	30.33	35.40
	2	24.01	27.89	31.77	35.64	39.52	25.20	30.26	35.33	40.40	45.46
	3	34.07	37.95	41.83	45.71	49.59	35.26	40.33	45.39	50.46	55.53
	4	44.14	48.01	51.89	55.77	59.65	45.32	50.39	55.46	60.52	65.59
	5	54.20	58.08	61.96	65.84	69.72	55.39	60.45	65.52	70.59	75.66



T A B L A 1.32 (continuación)

Diámetro		1 3/8"				
		1	2	3	4	5
3/8"	1	8.47	16.37	24.28	32.19	40.09
	2	9.03	16.93	24.84	32.75	40.65
	3	9.58	17.49	25.40	33.31	41.21
	4	10.14	18.05	25.96	33.86	41.77
	5	10.70	18.61	26.52	34.42	42.33
1/2"	1	8.90	16.81	24.72	32.62	40.53
	2	9.90	17.80	25.71	33.62	41.52
	3	10.89	18.80	26.70	34.61	42.52
	4	11.88	19.79	27.70	35.60	43.51
	5	12.88	20.78	28.69	36.60	44.51
5/8"	1	9.46	17.37	25.28	33.18	41.09
	2	11.02	18.92	26.83	34.74	42.64
	3	12.57	20.48	28.38	36.29	44.20
	4	14.12	22.03	29.94	37.84	45.75
	5	15.68	23.58	31.49	39.40	47.31
3/4"	1	10.14	18.05	25.96	33.87	41.77
	2	12.38	20.29	28.20	36.10	44.01
	3	14.62	22.53	30.43	38.34	46.25
	4	16.86	24.76	32.67	40.58	48.48
	5	19.09	27.00	34.91	42.81	50.72
7/8"	1	10.95	18.86	26.77	34.67	42.58
	2	14.00	21.90	29.81	37.72	45.63
	3	17.04	24.95	32.86	40.76	48.67
	4	20.09	27.99	35.90	43.81	51.72
	5	23.13	31.04	38.95	46.85	54.76
1"	1	11.89	19.79	27.70	35.61	43.51
	2	15.86	23.77	31.68	39.58	47.49
	3	19.84	27.75	35.66	43.56	51.47
	4	23.82	31.73	39.63	47.54	55.45
	5	27.80	35.70	43.61	51.52	59.43
1 3/8"	1					
	2					
	3					
	4					
	5					



T A B L A 1.33

Diámetro φ	Largo kg	Peso de una Pieza kg	Piezas por Atados	PESO TOTAL POR NUMERO DE ATADOS (Kg)							
				1	2	3	4	5	6	7	8
1/4"	6	1.494	1000	1494	2988	4482	5976	7470	8964	10458	11952
3/8"	6	3.354	550	1845	3689	5534	7379	9224	11068	12913	14758
	9	5.031	390	1962	3924	5886	7848	9810	11773	13735	15697
	12	6.708	290	1945	3891	5836	7781	9727	11672	13617	15563
1/2"	6	5.964	330	1968	3936	5904	7872	9841	11809	13777	15745
	9	8.946	220	1968	3936	5904	7872	9841	11809	13777	15745
	12	11.928	160	1908	3817	5725	7634	9542	11451	13359	15268
5/8"	6	9.324	210	1958	3916	5874	7832	9790	11748	13706	15664
	9	13.986	140	1958	3916	5874	7832	9790	11748	13706	15664
	12	18.648	100	1865	3730	5594	7459	9324	11189	13054	14918
3/4"	6	13.422	140	1879	3758	5637	7516	9395	11274	13154	15033
	9	20.133	90	1812	3624	5436	7248	9060	10872	12684	14496
	12	26.844	70	1879	3758	5637	7516	9395	11274	13154	15033
7/8"	6	18.270	100	1827	3654	5481	7308	9135	10962	12789	14616
	9	27.405	70	1918	3837	5755	7673	9592	11510	13428	15347
	12	36.540	50	1827	3654	5481	7308	9135	10962	12789	14616
1"	6	23.868	80	1909	3819	5728	7638	9547	11457	13366	15276
	9	35.802	50	1790	3580	5370	7160	8950	10741	12531	14321
	12	47.736	40	1909	3819	5728	7638	9547	11457	13366	15276
1 3/8"	9	71.163	27	1921	3843	5764	7686	9607	11528	13450	15371
	12	94.884	20	1898	3795	5693	7591	9488	11386	13284	15181



T A B L A 1.34

DATOS DEL ALAMBRE			ÁREAS DE ACERO EN cm ² /m ¹ DE ACUERDO A SEPARACION EN mm						
φ Diámetro	Area cm ²	Peso kg/ml	50	75	100	150	200	250	300
4.0	0.126	0.099	2.52	1.68	1.26	0.84	0.63	0.50	0.42
4.5	0.159	0.125	3.18	2.12	1.59	1.06	0.80	0.64	0.53
5.0	0.196	0.154	3.93	2.62	1.96	1.31	0.98	0.78	0.65
5.5	0.238	0.187	4.75	3.17	2.38	1.58	1.19	0.95	0.79
6.0	0.283	0.222	5.65	3.77	2.83	1.88	1.41	1.13	0.94
6.5	0.332	0.260	6.64	4.43	3.32	2.21	1.65	1.33	1.10
7.0	0.385	0.302	7.70	5.13	3.85	2.57	1.93	1.54	1.28
7.5	0.442	0.347	8.84	5.89	4.42	2.95	2.20	1.77	1.47
8.0	0.503	0.395	10.05	6.70	5.03	3.35	2.51	2.01	1.67
8.5	0.567	0.445	11.35	7.57	5.67	3.78	2.84	2.27	1.89
9.0	0.636	0.499	12.72	8.48	6.36	4.24	3.18	2.54	2.12
9.5	0.709	0.556	14.18	9.45	7.09	4.73	3.54	2.83	2.36
10.0	0.785	0.617	15.71	10.47	7.85	5.24	3.92	3.14	2.61
10.5	0.866	0.680	17.32	11.55	8.66	5.77	4.33	3.46	2.89
11.0	0.950	0.746	19.01	12.67	9.50	6.34	4.74	3.80	3.16
11.5	1.039	0.815	20.77	13.85	10.39	6.92	5.19	4.15	3.45
12.0	1.131	0.888	22.62	15.08	11.31	7.54	5.66	4.52	3.76



T A B L A 1.35

TIPO	SEPARACION		DIAMETRO		AREA DE ACERO		PESO	UTILIZACION
	Longi- tudinal	Trans- versal	Longi- tudinal	Trans- versal	Longi- tudinal	Trans- versal		
	mm	mm	mm	mm	cm ² /m ¹	cm ² /m ¹	kgs	
U - 1.88	150	250	6.0	4.0	1.88	0.50	27.01	MALLAS PARA LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCION
U - 2.57	150	250	7.0	5.0	2.57	0.78	37.86	
U - 3.77	150	250	6.0 d	5.5	3.77	0.95	48.07	
U - 4.43	150	250	6.5 d	6.0	4.43	1.13	56.47	
U - 5.13	150	250	7.0 d	6.5	5.13	1.33	65.72	
U - 6.70	150	250	8.0 d	7.5	6.70	1.77	86.35	
D - 1.88	150	150	6.0	5.5	1.88	1.58	39.26	MALLAS PARA LOSAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES
D - 2.95	150	150	7.5	7.0	2.95	2.57	62.30	
D - 3.35	150	150	8.0	8.0	3.35	3.35	75.84	
D - 4.43	150	150	6.5 d	9.0	4.43	4.24	88.46	
D - 5.13	150	100	7.0 d	8.0	5.13	5.03	103.99	
D - 5.89	150	100	7.5 d	8.5	5.89	5.67	118.21	
D - 6.70	150	150	8.0 d	11.5	6.70	6.92	139.86	MALLAS PARA PANTALLAS
P - 1.96	100	100	5.0	5.0	1.96	1.96	19.96	
P - 2.57	150	150	7.0	7.0	2.57	2.57	26.10	
P - 3.32	100	100	6.5	6.5	3.32	3.32	33.70	MALLAS PARA REPARTICION
R - 0.98	200	200	5.0	5.0	0.98	0.98	22.18	
R - 1.31	150	150	5.0	5.0	1.31	1.31	29.57	



TABLA 1.36

PESOS UNITARIOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

Materiales	Pesos Medios kg/m ³
1. <u>Piedras Naturales</u>	
Arenisca	2600
Basalto	2800
Caliza compacta	2500
Caliza porosa	2000
Granito	2800
Mármol	2800
Piedra pómez	1400
Pizarra	2800
Travertino	2400
2. <u>Piedras Artificiales</u>	
Adobe	1800
Bloques huecos de concreto ordinario	1400
Bloques multicelulares de arcilla	1250
Ladrillos macizos de arcilla	1800
Ladrillos refractarios	1900
Ladrillos de escoria	1400
3. <u>Componentes de Morteros y Concretos</u>	
Arena	1600
Cal en pasta	1300
Cal en sacos	1000
Cemento a granel	1200
Cemento en sacos	1600
Escoria de altos hornos	1600
Gravilla	1800



continuación:

PESOS UNITARIOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

Materiales	Pesos Medios kg/m ³
Piedra picada	1800
Polvo de mármol	1350
Yeso en polvo	1200
4. <u>Morteros</u>	
Mortero de cal	1700
Mortero de cal y cemento	1900
Mortero de cemento	2150
Mortero de yeso	1200
5. <u>Concretos</u>	
Concreto de agregado ordinario	2400
Concreto armado	2500
Concreto liviano	Variable
6. <u>Maderas</u>	
Aceite (Cabimo)	720
Algarrobo	940
Amarillo	730
Amarillo de peña	800
Angelino	790
Anime blanco	730
Anime rosado	710
Anón	450
Anoncillo de monte	410
Apamate	630
Aragüaney	1050
Azucarito	660



continuación:

PESOS UNITARIOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

Materiales	Pesos Medios kg/m ³
Bálsamo	940
Balso	260
Baraman	550
Barba de viejo	410
Bototo	330
Bucare	280
Cabimo, Palo de aceite	700
Cacho	940
Cafetero	510
Caimito morado	920
Cajiman	710
Camoruco	400
Canalete	850
Canalete amarillo	740
Candilero	540
Canelón	580
Caoba	590
Capure	910
Carabalí	700
Caracaro	390
Caramacate	860
Caramate	890
Caranoblanco	690
Caraño	490
Carapa	640
Carne asada (Hieronyma Laxiflora)	730
Carne asada (Talisia S.P.)	1020
Carreto	790
Cartan	730



continuación:

PESOS UNITARIOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

Materiales	Pesos Medios kg/m ³
Carutillo	740
Caruto	810
Cascarillo	780
Caucho	570
Cedro	460
Ceiba	410
Clavellino	810
Coco de mono, Taparo de chuco	440
Congrio	900
Copipe	1040
Cuero de sapo	500
Curari (Puy)	1100
Curo montañero	490
Chaparro montañero	790
Charo	850
Charo amarillo	770
Charo negro	500
Chicle	760
Chupón	850
Chupón blanco	850
Chupón rosado	860
Drago	550
Douglas fir	490
Flor amarillo	1140
Flor azul	350
Fruta de paloma	540
Gateado	1110
Gateado amarillo	870
Guácimo blanco	550



continuación:

PESOS UNITARIOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Materiales	Pesos Medios kg/m ³
Guácimo cimarrón	650
Guáimaro	890
Gualanday	660
Guamo	590
Guamo blanco	670
Guamo colorado	620
Guamo hierrito	630
Guamo liso	610
Guamo negro	750
Guarapo	690
Guarataro	490
Guarataro blanco	700
Guarataro negro	640
Guayabón	680
Guayacán	1200
Granadillo (Ebano)	1250
Higuerón	270
Hueso de pescado	700
Jabillo	460
Jebe	750
Jobo corronchoso	430
Jobo macho	800
Laurel	480
Laurel amarillo	690
Laurel macano	870
Leche de cochino	510
Lechero (Sapium CFR. S. Bliglandulosum)	620
Lechero (Sapium S.P.)	440
Lengua de picón	860



continuación:

PESOS UNITARIOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

Materiales	Pesos Medios kg/m ³
León	610
Madroño	850
Majagua	590
Majagüillo	960
Majomo	700
Mangle	1100
Mapurite amarillo	660
Mapurite blanco (Fagara AFF.F Rhoifolia)	660
Mapurite blanco (Fagara S.P.)	790
Mapurite negro	670
Marajagua	790
Masamorro	650
Melero	770
Menudito	690
Merecure	680
Merecure de montaña	930
Merecurillo	790
Mijaguo	590
Mijao	470
Mochucho blanco	430
Mora	960
Muerillo	590
Murciélagu	850
Oreja de burro	690
Orozul	825
Orura barrialera	760
Palo blanco	690
Palo de agua	590
Pardillo	670



continuación:

PESOS UNITARIOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Materiales	Pesos Medios kg/m ³
Pardillo amarillo	820
Pardillo negro	780
Pata de danto	890
Pata de danto amarillo	840
Pata de paují	680
Peonio	640
Perhuétamo	1020
Picatón	650
Picopico	880
Pilón	1140
Pilón rosado	800
Pino blanco	450
Pino caribe	470
Pino rojo	410
Pitch-Pine (Pinotea)	680
Poncigue montanero	870
Quesito	660
Ramo de plaza	610
Roble	1030
Samán	570
Samán clavellino	910
Samán montanero	620
Sangre de drago	710
Sangregao	590
Sangrón	560
Santa maría	620
Santa rosa	600
Saquisaquí	480
Sarrapio montaño	820



continuación:

PESOS UNITARIOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Materiales	Pesos Medios kg/m ³
Sierra de iguana	650
Sierra de picón	810
Simarudo	560
Sipuede	730
Sun-sun	590
Tampipio	660
Tartago	480
Teca	900
Tinajero	490
Trompillo	700
Uvero macho	570
Vara de maría	780
Vera (Palosano)	1175
Ya Ya	840
Yagrumo	550
Yigüire	790
Zapato cacho	650
Zapatero	1050

7. Metales

Acero: barras, planchas y perfiles	7650
Aluminio	2700
Bronce	8500
Cobre	8900
Hierro colado	7250
Latón	8500
Plomo	11400
Zinc	7200



continuación:

PESOS UNITARIOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

Materiales	Pesos Medios kg/m ³
8. <u>Materiales Diversos</u>	
Asfalto	1300
Corcho en láminas	240
Cristal	3000
Linóleo	1200
Porcelana	2400
Vidrio en láminas	2600



TABLA 1.37

PESO UNITARIO DE MATERIALES ALMACENABLES

Materiales	Pesos Medios kg/m ³
1. <u>Materiales Diversos</u>	
Basura	660
Bebidas (envasadas)	600
Escombros	1400
Estanterías con libros, archivos, etc.	600
Frutas	350
Harina en sacos	500
Leche	1030
Libros y papeles	850
Papel apilado	1100
Pieles y cueros	900
Ron en barricas	550
2. <u>Tierras</u>	
Arcilla y greda	2100
Arena y grava húmedas	1800
Arena y grava saturadas	2000
Piedras con predominio de cantos rodados	1900
Tierra vegetal, húmeda, humus	1700
3. <u>Materiales a Granel</u>	
Arena	1600
Cal en polvo	1000
Cal viva	1000
Cemento en polvo	1200
Grava	1700
Yeso	1250



continuación:

PESO UNITARIO DE MATERIALES ALMACENABLES

Materiales		Pesos Medios kg/m ³
3.1	<u>Combustibles Sólidos</u>	
	Aserrín suelto	150
	Aserrín compacto	250
	Leña en trozos	400
	Madera en pedazos	400
3.2	<u>Productos Agrícolas</u>	
	Azúcar	750
	Cereales, legumbres y semillas	750
	Papas	750
	Salvado y harina	500
4.	<u>Combustibles Líquidos</u>	
	Alcohol	800
	Fuel-oil	970
	Gas-oil	845
	Gasolina	740
	Petróleo crudo	880
	Petróleo refinado	800
	Queroseno	800



TABLA 1.38

PESO UNITARIO DE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

		Espesor sin Frisar cm	Peso sin Frisar kg/m ²	Peso Tabiques Frisados (2 caras) kg/m ²
1.	<u>Tabiques y Paredes de Mampostería</u>			
1.1	De bloques de arcilla	10	120	180
	De bloques de arcilla	15	170	230
	De bloques de arcilla	20	220	280
1.2	De bloques de concreto	10	150	210
	De bloques de concreto	15	210	270
	De bloques de concreto	20	270	330
1.3	De bloques de ladrillo macizo	12	220	280
	De bloques de ladrillo macizo	24	440	500
2.	<u>Tabiques de Otros Materiales</u>			
Dada la gran variedad de materiales y métodos de fabricación de tabiques livianos, tales como tabiques de yeso, aglomerados de madera, etc., para sus pesos unitarios se deberán tomar los valores recomendados por los fabricantes.				
3.	<u>Entrepisos Nervados</u>			
Formados por loseta superior de 5 cm de espesor, nervios de 10 cm de ancho con separación de 50 cm de eje a eje y relleno de bloques de arcilla.				



continuación:

PESO UNITARIO DE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

3.1 Losa Nervada (Armada en una dirección)

Espesor Total cm	Pesos Medios kg/m ²
20	270
25	315
30	360

3.2 Placa Nervada (Armada en dos direcciones)

Espesor Total cm	Pesos Medios kg/m ²
20	315
25	375
30	440

4. Revestimientos de Techos e Impermeabilizaciones

	Peso Unitario kg/m ²
Teja curva de arcilla (2 kg por pieza)	
- sin mortero de asiento	50
- con mortero de asiento	100
Teja de cemento	60
Teja asfáltica	8
Láminas onduladas de asbesto cemento	15
Láminas onduladas de hierro galvanizado	10
Impermeabilizaciones de fieltro asfáltico	
De 2 capas	10
De 3 capas	15



continuación:

PESO UNITARIO DE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

5. Pavimentos

	Peso Unitario kg/m ²
Baldosas vinílicas o asfálticas sobre capa mortero de 2 cm	50
Baldosas de gres o cerámica sobre mortero de 3 cm de espesor	
Granito artificial, espesor total 5 cm	100
Mármol de 2 cm sobre mortero de 3 cm	120
Baldosas de parquet sobre mortero de 3 cm de espesor	70

6. Revestimientos de Paredes

	Peso kg/m ² y cm de espesor
Frisos de cal y cemento	19
Frisos de cal y yeso	17
Frisos de cemento	22
Frisos de cemento y yeso	19
Frisos de yeso	12
	Peso kg/m ² in- cluyendo base de 1.5 cm
De porcelana	40
De gres	45



TABLA 1.39

Uso del Edificio o Estructura	Carga Distribuida kg/m ²
<u>Apartamentos</u>	175
Véase viviendas	
<u>Azoteas</u>	
Destinadas a un uso determinado	La que corresponde a dicho uso pero no menor de 100.
Azoteas sin acceso	100
<u>Balcones</u>	Igual a la del local que les acceso *
<u>Bancos</u>	
Bóvedas	De acuerdo a las especificaciones particulares del proyecto.
<u>Bibliotecas</u>	
Salas de lectura	300
Zonas de estanterías de libros	250 por cada metro de altura y no menor de 700.
Depósitos de libros apilados y estantería sobre rieles.	1100 por cada metro de altura.
<u>Cárceles</u>	
Corredores	500
Celdas	200
<u>Comedores Públicos y Restaurantes</u>	300

* Además se considerará una carga de 150 kg/m lineal aplicada en el extremo voladizo.



continuación:

Uso del Edificio o Estructura	Carga Distribuida kg/m ²
<u>Construcciones Deportivas</u>	
Zonas de espectadores en gimnasios, etc..	500
Vestuarios	175
<u>Depósitos</u>	Variable según uso y altura del material almacenado pero no menor de 250 kg/m ² por metro de altura del depósito. Véase Tabla <1.37>
<u>Escaleras</u>	
Vivienda uni y multifamiliares	300
Otros edificios	500
Barandas, véase la Sección 4.5.5 (de la Norma de Acciones Mínimas)	
<u>Escuelas</u>	
Aulas	300
Corredores	400
<u>Estudios de Cine, Radio y TV</u>	
Corredores	500
Vestuarios	175
Escenarios	750
Estudios	400
<u>Fábricas y Talleres</u>	
Cargas livianas	600
Cargas medianas	1200
Cargas pesadas	Según las características del proyecto.



continuación:

Uso del Edificio o Estructura	Carga Distribuida kg/m ²
<u>Garajes</u>	
Vehículos de pasajeros	250 *
Autobuses y camiones	1000 **
<u>Gimnasios</u>	
Véase construcciones deportivas	
<u>Helipuertos</u>	Según las características del equipo
<u>Viviendas</u>	175
<u>Hospitales</u>	
Salas de operaciones y laboratorios	300
Habitaciones	175
Depósito de cadáveres	600
Corredores y vestíbulos	300
<u>Hoteles</u>	
Habitaciones	175
Áreas públicas y corredores	300
<u>Locales Comerciales</u>	500
<u>Oficinas</u>	
Áreas de trabajo	250
Áreas públicas y corredores	300
Salas de archivo	Según ocupación y equipos pero no menor de 500.

* Se verificará además para una carga concentrada de 900 kg distribuida sobre un cuadrado de 15 cm de lado, colocada en el punto más desfavorable.

** Se verificará además para una carga concentrada igual a la carga máxima por rueda según Normas MTC o AASHTO, distribuida en un cuadrado de 15 cm de lado.



continuación:

Uso del Edificio o Estructura	Carga Distribuida kg/m ²
<u>Salas de Reunión</u>	
Asientos fijos	400
Asientos móviles	500
Plataformas y escenarios	500
<u>Salones de Fiesta</u>	500
<u>Teatros, Cines y Espectáculos Públicos</u>	
Áreas públicas y corredores	500
Zonas de espectadores	400
Escenarios	750
Camerinos	175
<u>Techos *</u>	
Techos con peso propio igual o menor de 50 kg/m ² de proyección horizontal:	La indicada en la Norma de viento pero no menor de:
- Para pendiente igual o menor del 5 %	100
- Para pendiente mayor del 5 %	50
Techos con peso propio mayor de 50 kg/m ² de proyección horizontal:	La indicada en la Norma de viento pero no menor de:
- Para pendiente igual o menor del 15 %	100
- Para pendiente mayor del 15 %	50

* Los elementos de techos livianos, como por ejemplo: las correas, deben diseñarse además para una carga concentrada de 80 kg y los elementos de cubierta deben ser adecuados para las cargas variables y de viento que establecen las normas.

CAPITULO

2

*Detalles, Desarrollo
y Despieces de
las Cabillas*





ASPECTOS GENERALES

En zonas sísmicas reviste especial importancia el adecuado anclaje de las barras y las Normas COVENIN-MINDUR tratan detalladamente este punto. Para facilitar el empleo de estas Normas se incluyen aquí diversas recomendaciones y tablas según se especifica a continuación.

TABLAS

- 1) Longitudes de desarrollo, ℓ_d , de cabillas corrugadas sin ganchos, en centímetros y sometidas a tracción ó a compresión. Tablas 2.6 a 2.8 .
- 2) Longitudes de empalmes de cabillas corrugadas sin ganchos, en centímetros y sometidas a tracción ó a compresión. Tablas 2.9 a 2.14 .
- 3) Longitudes totales de dobleces típicos en centímetros, tanto para armadura principal como para estribos y ligaduras. Tabla 2.15 .
- 4) Longitudes de desarrollo ℓ_{dh} en centímetros, para cabillas corrugadas sometidas a tracción, que terminan en gancho estándar. Tablas 2.16 a 2.18.

Todas ellas para los diámetros de cabillas y calidades de concreto y acero más usuales:

Cabillas de ϕ : 3/8", 1/2", 5/8", 3/4", 7/8", 1" y 1 3/8"

Concretos de f'_c : 150, 200, 250, 300, 350 y 400 kg/cm²

Aceros de f_y : 2800 y 4200 kg/cm²

y de acuerdo a las siguientes expresiones:

1. Longitudes de Desarrollo para Cabillas sin Gancho:

1.1 Cabillas a tracción (12.2)

1.1.1 Como refuerzo inferior:

$$\ell_{db} = 0.06 A_b f_y / \sqrt{f'_c}$$

1.1.2 Como refuerzo superior:

$$\ell_d = (0.06 A_b \cdot f_y / \sqrt{f'_c}) 1.4$$

$$\left. \begin{array}{l} \ell_{db} = 0.06 A_b f_y / \sqrt{f'_c} \\ \ell_d = (0.06 A_b \cdot f_y / \sqrt{f'_c}) 1.4 \end{array} \right\} \geq \begin{cases} 0.006 d_b \cdot f_y \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$



1.2 Cabillas a Compresión (12.3)

1.2.1 Como refuerzo inferior:

$$\ell_{db} = 0.08 f_y d_b / \sqrt{f'_c}$$

1.2.2 Zunchadas:

$$\ell_d = (0.08 f_y d_b / \sqrt{f'_c}) 0.75$$

$$\left. \begin{array}{l} \ell_{db} = 0.08 f_y d_b / \sqrt{f'_c} \\ \ell_d = (0.08 f_y d_b / \sqrt{f'_c}) 0.75 \end{array} \right\} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0.004 f_y \cdot d_b \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

2. Longitudes de Empalme para Cabillas sin Gancho:

2.1 Cabillas a Tracción (12.15)

$$\left. \begin{array}{l} \text{2.1.1 Normales: empalme clase A: } \ell_d \text{ (ver 1.1.1)} \\ \text{empalme clase B: } 1.3 \ell_d \text{ (ver 1.1.1)} \\ \text{empalme clase C: } 1.7 \ell_d \text{ (ver 1.1.1)} \end{array} \right\} \geq 30 \text{ cm}$$

2.1.2 Como refuerzo superior:

$$\text{Empalme clase A: } \ell_d \text{ (ver 1.1.2)}$$

$$\text{Empalme clase B: } 1.3 \ell_d \text{ (ver 1.1.2)}$$

$$\text{Empalme clase C: } 1.7 \ell_d \text{ (ver 1.1.2)}$$

2.2 Cabillas a Compresión (12.16)

$$\text{2.2.1 Longitud Básica: } \ell_s \left\{ \begin{array}{l} > 0.007 f_y d_b \\ \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{2.2.2 Con Ligaduras: } \left\{ \begin{array}{l} 0.85 \ell_s \text{ (ver 2.2.1)} \\ \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{2.2.3 Con Zunchos: } \left\{ \begin{array}{l} 0.75 \ell_s \text{ (ver 2.2.1)} \\ \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Nota: Para $f'_c = 150$ y 200 kg/cm^2

ℓ_s se incrementará en $1/3$



3. Longitud Total de Dobleses Típico: (7.2)

3.1 Armadura Principal

$$\text{3.1.1 Doblez a } 90^\circ : 12 d_b$$

$$\text{de } 3/8" \text{ a } 1" : \text{long. total} = 16.71 d_b \text{ (cm)}$$

$$\text{de } 1 \text{ } 3/8" : \text{long. total} = 18.28 d_b \text{ (cm)}$$

$$\text{3.2.1 Doblez a } 180^\circ : 4 d_b \geq 7 \text{ cm}$$

$$\text{de } 3/8" \text{ a } 1" : \text{long. total} = 13.42 d_b \text{ (cm)}$$

$$\text{de } 1 \text{ } 3/8" : \text{long. total} = 16.56 d_b \text{ (cm)}$$

(tomar en cuenta los valores mínimos)

3.2 Estribos y Ligaduras

$$\text{3.2.1 Gancho a } 90^\circ : 6 d_b \geq 7 \text{ cm}$$

$$\text{long. total} = 10.71 d_b \text{ (cm)}$$

$$\text{3.2.2 Gancho a } 135^\circ : \left\{ \begin{array}{l} 6 d_b \geq 7 \text{ cm (en zona sin confinamiento)} \\ \text{long. total} = 13.07 d_b \text{ (cm)} \\ 10 d_b \text{ (en zona con confinamiento)} \\ \text{long. total} = 17.07 d_b \text{ (cm)} \\ \text{(tomar en cuenta los valores mínimos)} \end{array} \right.$$

4. Longitudes de Desarrollo para Cabillas Sometidas a Tracción y que terminan en Gancho Estándar (12.5)

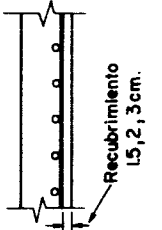
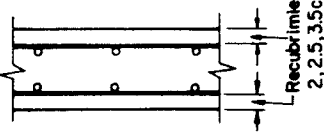
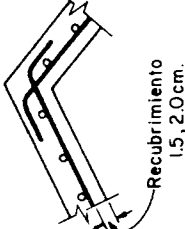
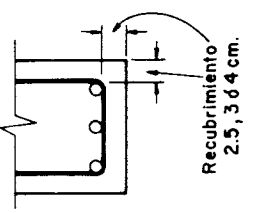
$$\ell_{dh} = \ell_{hb} \times \text{factores de modificación} \geq \left\{ \begin{array}{l} 8 d_b \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

en donde:

$$\ell_{hb} = 320 d_b / \sqrt{f'_c}$$



TABLA 2.1

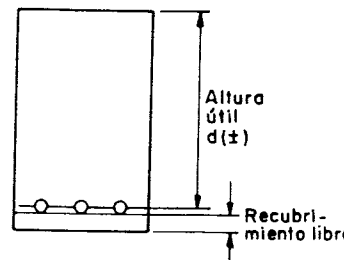
CARACTERÍSTICAS DEL AMBIENTE	LOSAS Y PLACAS MACIZAS	MUROS	CÁSCARAS Y PLACAS DELGADAS	VIGAS Y COLUMNAS
a) Piezas al abrigo de la interperie o				
b) Expuestas a la interperie en ambientes agresivos, o	Recubrimiento 15,2,3cm.	Recubrimiento 2,2,5,3,5cm.	Recubrimiento 1,5,2,0cm.	Recubrimiento 2,5,3 ó 4 cm.
c) Expuestas a la interperie en ambientes medianamente agresivos.	Recubrimiento 4 ó 7 cm.	Recubrimiento 4 ó 7 cm.		Recubrimiento 4 ó 7 cm.
d) Piezas en contacto con el terreno o				
e) Vaciadas con el terreno y permanentemente en contacto con el mismo.				



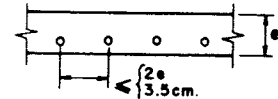
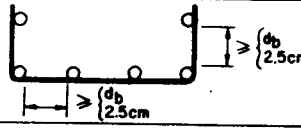
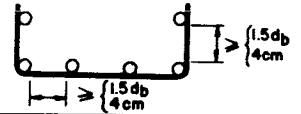
TOLERANCIA PARA LA COLOCACION DE LAS ARMADURAS:

TABLA 2.2

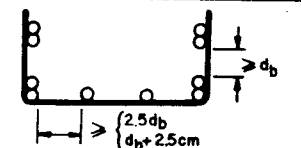
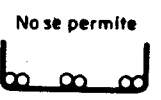
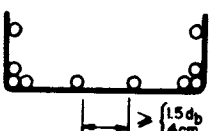
Altura útil d	Tolerancia	
	En la altura útil	En recubrimiento mínimo
$d \leq 20 \text{ cm}$	$\pm 1.0 \text{ cm}$	$- 1.0 \text{ cm}$
$d \geq 20 \text{ cm}$	$\pm 1.5 \text{ cm}$	$- 1.5 \text{ cm}$



SEPARACION DE LAS ARMADURAS: (ver Tabla 2.3 y 2.5)

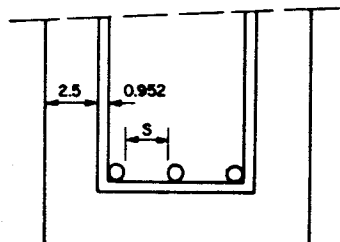
Elementos	Separación
Losas y placas macizas Muros	
Vigas	
Columnas	

SEPARACION DE LOS GRUPOS DE BARRAS: (ver Tabla 2.4)

Vigas		No se permite 
Columnas		



NÚMERO MÁXIMO DE CABILLAS EN UNA SOLA CAPA DE REFUERZO



Siendo:

$$n = \frac{b - 6.904}{\phi + S}$$

donde:

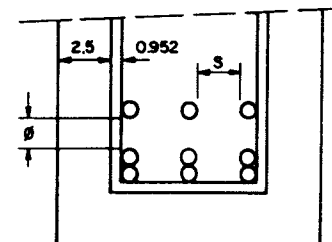
$$S \geq \begin{cases} \phi \\ 2.5 \text{ cm.} \end{cases}$$

TABLA 2.3

ANCHO (cm)	DIÁMETRO EN PULGADAS						
	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 3/8"
20	4	4	4	3	3	3	2
25	6	5	5	5	4	4	3
30	7	7	6	6	5	5	4
35	9	8	7	7	6	6	4
40	10	9	9	8	8	7	5
45	12	11	10	9	9	8	6
50	13	12	11	10	10	9	7
55	14	13	12	11	11	10	7
60	16	15	13	13	12	11	8
65	17	16	15	14	13	12	9
70	19	17	16	15	14	13	9
75	20	19	17	16	15	14	10
80	22	20	18	17	16	15	11
85	23	21	20	18	17	16	11
90	25	23	21	19	18	17	12
95	26	24	22	20	19	18	13
100	27	25	23	22	20	19	13



NÚMERO MÁXIMO DE GRUPOS DE DOS CABILLAS EN UNA SOLA CAPA DE REFUERZO



Siendo:

$$n = \frac{b - 6.904}{\phi + S}$$

donde:

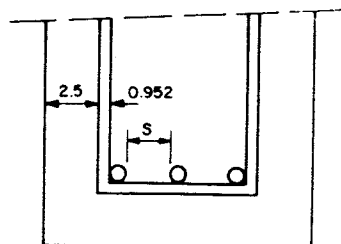
$$S \geq \begin{cases} 2.5 \phi \\ \phi + 2.5 \text{ cm.} \end{cases}$$

TABLA 2.4

ANCHO (cm)	DIÁMETRO EN PULGADAS						
	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 3/8"
20	3	3	3	2	2	2	2
25	5	4	4	3	3	3	2
30	6	5	5	4	3	3	2
35	7	6	5	5	4	4	3
40	8	7	6	5	5	4	3
45	9	8	7	6	5	5	4
50	10	9	8	7	6	5	4
55	11	10	9	8	7	6	4
60	13	11	10	8	7	6	5
65	14	12	11	9	8	7	5
70	15	13	12	10	9	8	6
75	16	14	12	11	9	8	6
80	17	15	13	11	10	9	6
85	18	16	14	12	11	9	7
90	19	17	15	13	11	10	7
95	21	18	16	14	12	10	8
100	22	19	17	14	12	11	8



NÚMERO MÁXIMO DE CABILLAS EN UNA CAPA DE REFUERZO



Siendo:

$$n = \frac{b - 6.904}{\phi + S}$$

donde:

$$S \geq \begin{cases} 1.5 \phi \\ 4 \text{ cm.} \end{cases}$$

TABLA 2.5

ANCHO (cm)	DIÁMETRO EN PULGADAS						
	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 3/8"
20	3	3	3	3	3	3	2
25	4	4	4	4	3	3	3
30	5	5	5	4	4	4	3
35	6	6	6	5	5	5	4
40	7	7	6	6	6	6	4
45	8	8	7	7	7	6	5
50	9	9	8	8	7	7	5
55	10	10	9	9	8	8	6
60	11	11	10	9	9	9	6
65	12	12	11	10	10	9	7
70	13	12	12	11	11	10	8
75	14	13	13	12	11	11	8
80	15	14	14	13	12	12	9
85	16	15	14	14	13	12	9
90	17	16	15	15	14	13	10
95	18	17	16	15	15	14	10
100	19	18	17	16	15	15	11



TABLA 2.6

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_c = 150$ kg/cm ²				$f'_c = 200$ kg/cm ²			
		Cabillas a Tracción		Cabillas a Compresión		Cabillas a Tracción		Cabillas a Compresión	
		(1)	(2)	(1)	(3)	(1)	(2)	(1)	(3)
3/8"	2800	30	30	20	20	30	30	20	20
	4200	30	34	26	20	30	34	23	20
1/2"	2800	30	30	23	20	30	30	20	20
	4200	32	45	35	26	32	45	30	23
5/8"	2800	30	38	29	22	30	37	25	20
	4200	41	57	44	33	40	56	38	28
3/4"	2800	39	55	35	26	34	47	30	23
	4200	59	82	52	39	51	71	45	34
7/8"	2800	53	75	41	30	46	65	35	26
	4200	80	112	61	46	69	97	53	40
1"	2800	70	97	46	35	60	84	40	30
	4200	104	146	70	52	90	126	60	45
1 3/8"	2800	138	193	65	49	120	167	57	43
	4200	207	290	98	74	179	251	85	64

(1) Como refuerzo superior, con menos de 30 cm de concreto por debajo.

(2) Como refuerzo superior, con más de 30 cm de concreto por debajo.

(3) Zunchadas.



T A B L A 2.7

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_c = 250$ kg/cm ²				$f'_c = 300$ kg/cm ²			
		Cabillas a Tracción		Cabillas a Compresión		Cabillas a Tracción		Cabillas a Compresión	
		(1)	(2)	(1)	(3)	(1)	(2)	(1)	(3)
3/8"	2800	30	30	20	20	30	30	20	20
	4200	30	34	20	20	30	34	20	20
1/2"	2800	30	30	20	20	30	30	20	20
	4200	32	45	27	20	32	45	25	20
5/8"	2800	30	37	23	20	30	37	21	20
	4200	40	56	34	25	40	56	31	23
3/4"	2800	32	45	27	20	32	45	25	20
	4200	48	67	40	30	48	67	37	28
7/8"	2800	41	58	31	24	38	53	29	22
	4200	62	87	47	35	56	79	43	32
1"	2800	54	75	36	27	49	69	33	25
	4200	81	113	54	40	74	103	49	37
1 3/8"	2800	107	150	51	38	98	137	46	35
	4200	160	224	76	57	146	205	69	52

- (1) Como refuerzo superior, con menos de 30 cm de concreto por debajo.
 (2) Como refuerzo superior, con más de 30 cm de concreto por debajo.
 (3) Zunchadas.



T A B L A 2.8

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_c = 350$ kg/cm ²				$f'_c = 400$ kg/cm ²			
		Cabillas a Tracción		Cabillas a Compresión		Cabillas a Tracción		Cabillas a Compresión	
		(1)	(2)	(1)	(3)	(1)	(2)	(1)	(3)
3/8"	2800	30	30	20	20	30	30	20	20
	4200	30	34	20	20	30	34	20	20
1/2"	2800	30	30	20	20	30	30	20	20
	4200	32	45	23	20	32	45	21	20
5/8"	2800	30	37	20	20	30	37	20	20
	4200	40	56	29	21	40	56	27	20
3/4"	2800	32	45	23	20	32	45	21	20
	4200	48	67	34	26	48	67	32	24
7/8"	2800	37	52	27	20	37	52	25	20
	4200	56	78	40	30	56	78	37	28
1"	2800	46	64	30	23	43	60	28	21
	4200	68	96	46	34	64	90	43	32
1 3/8"	2800	90	126	43	32	85	118	40	30
	4200	136	190	64	48	127	177	60	45

- (1) Como refuerzo superior, con menos de 30 cm de concreto por debajo.
 (2) Como refuerzo superior, con más de 30 cm de concreto por debajo.
 (3) Zunchadas.



T A B L A 2.9

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$								
		Cabillas a Tracción						Cabillas a Compresión		
		Normales			Como Refuerzo Superior			Longitud Básica	Con Ligaduras	Con Estribos
		Empalme Clase			Empalme Clase					
		A	B	C	A	B	C			
		ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$	ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$			
3/8"	2800	30	30	30	30	30	38	30	30	30
	4200	30	31	41	34	44	57	35	30	30
1/2"	2800	30	30	36	30	39	51	31	30	30
	4200	32	42	54	45	58	76	46	39	35
5/8"	2800	30	35	46	38	49	65	39	33	30
	4200	41	53	69	57	74	97	58	49	44
3/4"	2800	39	51	66	55	71	93	46	39	35
	4200	59	76	100	82	107	140	70	59	52
7/8"	2800	53	69	90	75	97	127	54	46	41
	4200	80	104	136	112	145	190	81	69	61
1"	2800	70	90	118	97	127	166	62	53	46
	4200	104	136	177	146	190	248	93	79	70
1 3/8"	2800	138	179	235	193	251	328	87	74	65
	4200	207	269	352	290	377	493	131	111	98



T A B L A 2.10

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$								
		Cabillas a Tracción						Cabillas a Compresión		
		Normales			Como Refuerzo Superior			Longitud Básica	Con Ligaduras	Con Estribos
		Empalme Clase			Empalme Clase					
		A	B	C	A	B	C			
		ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$	ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$			
3/8"	2800	30	30	30	30	30	38	30	30	30
	4200	30	31	41	34	44	57	30	30	30
1/2"	2800	30	30	36	30	39	51	30	30	30
	4200	32	42	54	45	58	76	40	34	30
5/8"	2800	30	35	45	37	49	64	34	30	30
	4200	40	52	68	56	73	95	50	43	38
3/4"	2800	34	44	58	47	62	81	40	34	30
	4200	51	66	86	71	92	121	60	51	45
7/8"	2800	46	60	78	65	84	110	47	40	35
	4200	69	90	118	97	126	165	70	60	53
1"	2800	60	78	102	84	110	143	54	46	40
	4200	90	117	154	126	164	215	80	68	60
1 3/8"	2800	120	155	203	167	218	284	76	64	57
	4200	179	233	305	251	326	427	113	96	85



T A B L A 2.11

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$								
		Cabillas a Tracción						Cabillas a Compresión		
		Normales			Como Refuerzo Superior			Longitud Básica	Con Ligaduras	Con Estribos
		Empalme Clase			Empalme Clase					
		A	B	C	A	B	C			
		ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$	ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$	ℓ_d	$0.85\ell_d$	$0.75\ell_d$
3/8"	2800	30	30	30	30	30	38	30	30	30
	4200	30	31	41	34	44	57	30	30	30
1/2"	2800	30	30	36	30	39	51	30	30	30
	4200	32	42	54	45	58	76	30	30	30
5/8"	2800	30	35	45	37	49	64	30	30	30
	4200	40	52	68	56	73	95	34	30	30
3/4"	2800	32	41	54	45	58	76	30	30	30
	4200	48	62	81	67	87	114	40	34	30
7/8"	2800	41	54	70	58	75	98	31	30	30
	4200	62	80	105	87	113	147	47	40	35
1"	2800	54	70	92	75	98	128	36	31	30
	4200	81	105	137	113	147	192	54	46	40
1 3/8"	2800	107	139	182	150	195	254	51	43	38
	4200	160	208	273	224	292	382	76	65	57



T A B L A 2.12

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$								
		Cabillas a Tracción						Cabillas a Compresión		
		Normales			Como Refuerzo Superior			Longitud Básica	Con Liga- duras	Con Estri- bos
		Empalme Clase			Empalme Clase					
		A	B	C	A	B	C			
		ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$	ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$			
3/8"	2800	30	30	30	30	30	38	30	30	30
	4200	30	31	41	34	44	57	30	30	30
1/2"	2800	30	30	36	30	39	51	30	30	30
	4200	32	42	54	45	58	76	30	30	30
5/8"	2800	30	35	45	37	49	64	30	30	30
	4200	40	52	68	56	73	95	31	30	30
3/4"	2800	32	41	54	45	58	76	30	30	30
	4200	48	62	81	67	87	114	37	31	30
7/8"	2800	38	49	64	53	68	90	30	30	30
	4200	56	73	96	79	103	134	43	37	32
1"	2800	49	64	84	69	90	117	33	30	30
	4200	74	96	125	103	134	176	49	42	37
1 3/8"	2800	98	127	166	137	178	232	46	39	35
	4200	146	190	249	205	266	348	69	59	52



T A B L A 2.13

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$								
		Cabillas a Tracción						Cabillas a Compresión		
		Normales			Como Refuerzo Superior			Longitud Básica	Con Ligaduras	Con Estribos
		Empalme Clase			Empalme Clase					
		A	B	C	A	B	C			
		ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$	ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$	ℓ_d	$0.85 \ell_d$	$0.75 \ell_d$
3/8"	2800	30	30	30	30	30	38	30	30	30
	4200	30	31	41	34	44	57	30	30	30
1/2"	2800	30	30	36	30	39	51	30	30	30
	4200	32	42	54	45	58	76	30	30	30
5/8"	2800	30	35	45	37	49	64	30	30	30
	4200	40	52	68	56	73	95	30	30	30
3/4"	2800	32	41	54	45	58	76	30	30	30
	4200	48	62	81	67	87	114	34	30	30
7/8"	2800	37	48	63	52	68	89	30	30	30
	4200	56	73	95	78	102	133	40	34	30
1"	2800	46	59	77	64	83	108	30	30	30
	4200	68	89	116	96	124	163	46	39	34
1 3/8"	2800	90	117	154	126	164	215	43	36	32
	4200	136	176	230	190	247	323	64	55	48

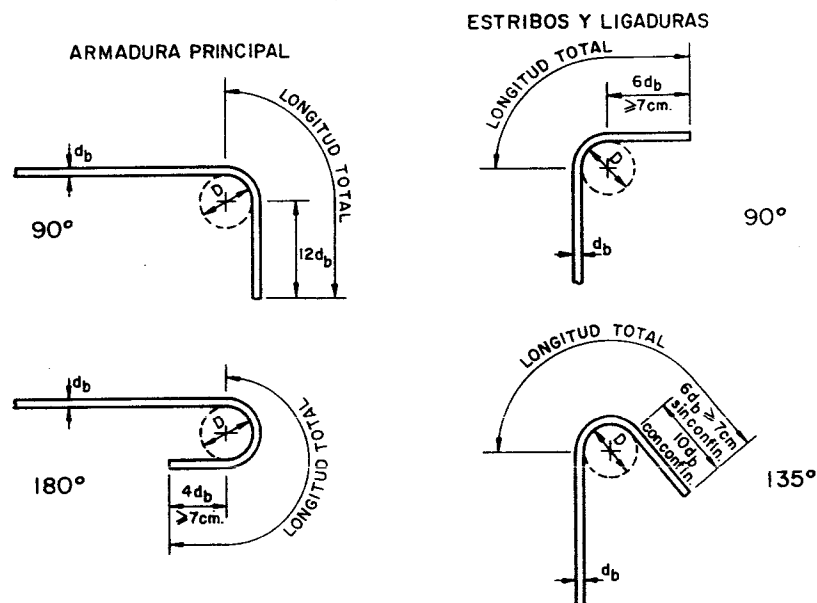


T A B L A 2.14

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$								
		Cabillas a Tracción						Cabillas a Compresión		
		Normales			Como Refuerzo Superior			Longitud Básica	Con Ligaduras	Con Estribos
		Empalme Clase			Empalme Clase					
		A	B	C	A	B	C			
		ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$	ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$	ℓ_d	$0.85 \ell_d$	$0.75 \ell_d$
3/8"	2800	30	30	30	30	30	38	30	30	30
	4200	30	31	41	34	44	57	30	30	30
1/2"	2800	30	30	36	30	39	51	30	30	30
	4200	32	42	54	45	58	76	30	30	30
5/8"	2800	30	35	45	37	49	64	30	30	30
	4200	40	52	68	56	73	95	30	30	30
3/4"	2800	32	41	54	45	58	76	30	30	30
	4200	48	62	81	67	87	114	32	30	30
7/8"	2800	37	48	63	52	68	89	30	30	30
	4200	56	73	95	78	102	133	37	32	30
1"	2800	43	55	73	60	78	102	30	30	30
	4200	64	83	109	90	116	152	43	36	32
1 3/8"	2800	85	110	144	118	154	201	40	34	30
	4200	127	165	215	177	231	302	60	51	45



TABLA 2.15



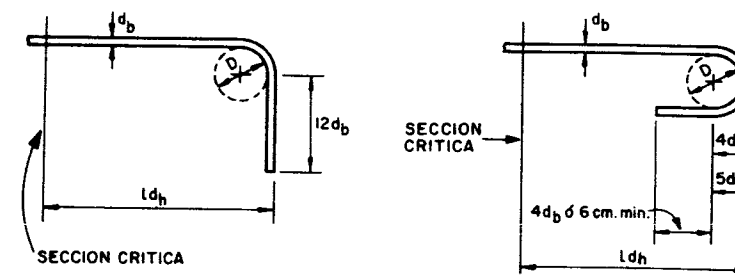
Valores de la longitud total para cabillas de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DIAMETRO DE LA BARRA d_b	ARMADURA PRINCIPAL		ESTRIBOS Y LIGADURAS		
	DOBLEZ A:		GANCHO A 90°	GANCHO A 135°	
	90°	180°		Sin Confinamiento.	Con Confinamiento.
3/8" (0.952)	16	16	12	14	16
1/2" (1.27)	21	20	14	17	22
5/8" (1.588)	27	23	17	21	27
3/4" (1.905)	32	26	—	—	—
7/8" (2.22)	37	30	—	—	—
1" (2.54)	42	34	—	—	—
1 3/8" (3.58)	65	59	—	—	—



TABLA 2.16

PARA CABILLAS DE 3/8" A 1"
PARA CABILLAS DE 1 3/8"



Los valores de $4 d_b$, $5 d_b$ y $12 d_b$ para los diferentes diámetros aparecen en la tabla siguiente:

ϕ	$4 d_b$ y $5 d_b$	$12 d_b$
3/8"	6	11
1/2"	6	15
5/8"	6	19
3/4"	8	23
7/8"	9	27
1"	10	31
1 3/8"	18	43

Los valores de ℓ_{dh} , para los diferentes diámetros y calidades de acero y concreto aparecen en las tablas siguientes:



TABLA 2.17

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_c = 150$ kg/cm ²			$f'_c = 200$ kg/cm ²			$f'_c = 250$ kg/cm ²		
		(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)
3/8"	2800	17	15	15	15	15	15	13	15	15
	4200	25	18	20	22	15	18	19	15	15
1/2"	2800	22	15	18	19	15	15	17	15	15
	4200	33	23	26	29	20	23	26	18	21
5/8"	2800	28	20	22	24	17	19	21	15	17
	4200	42	29	34	36	25	29	32	22	26
3/4"	2800	33	23	26	29	20	23	26	18	21
	4200	50	35	40	43	30	34	39	27	31
7/8"	2800	39	27	31	33	23	26	30	21	24
	4200	58	41	46	50	35	40	45	32	36
1"	2800	44	31	35	39	27	31	34	24	27
	4200	66	46	53	58	41	46	51	36	41
1 3/8"	2800	63	44	50	54	38	43	49	34	39
	4200	94	52	75	81	57	65	73	51	58

(1) Longitud básica de desarrollo: $\ell_{hb} = 320 d_b / \sqrt{f'_c}$ (2) Para recubrimiento: $0.70 \times \ell_{hb}$ (3) Para ligaduras y estribos: $0.80 \times \ell_{hb}$ 

TABLA 2.18

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_c = 300$ kg/cm ²			$f'_c = 350$ kg/cm ²			$f'_c = 400$ kg/cm ²		
		(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)
3/8"	2800	15	15	15	15	15	15	15	15	15
	4200	18	15	15	16	15	15	15	15	15
1/2"	2800	16	15	15	15	15	15	15	15	15
	4200	24	17	19	22	15	18	20	15	16
5/8"	2800	19	15	15	18	15	15	17	15	15
	4200	29	20	23	27	19	22	25	18	20
3/4"	2800	23	16	18	22	15	18	21	15	17
	4200	35	25	28	33	23	26	31	22	25
7/8"	2800	27	19	22	25	18	20	24	17	19
	4200	41	29	33	38	27	30	36	25	29
1"	2800	31	22	25	29	20	23	27	19	22
	4200	47	33	38	43	30	34	41	29	33
1 3/8"	2800	44	31	35	41	29	33	38	27	30
	4200	66	46	53	61	43	49	57	40	46

(1) Longitud básica de desarrollo: $\ell_{hb} = 320 d_b / \sqrt{f'_c}$ (2) Para recubrimiento: $0.70 \times \ell_{hb}$ (3) Para ligaduras y estribos: $0.80 \times \ell_{hb}$

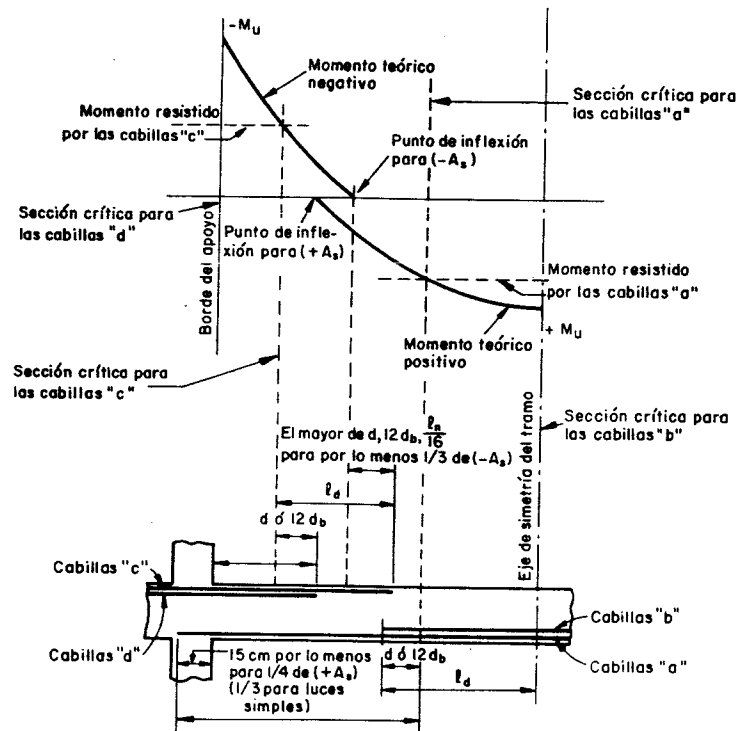


Fig. 2.1-Desarrollo de las armaduras a flexión en una viga continua típica

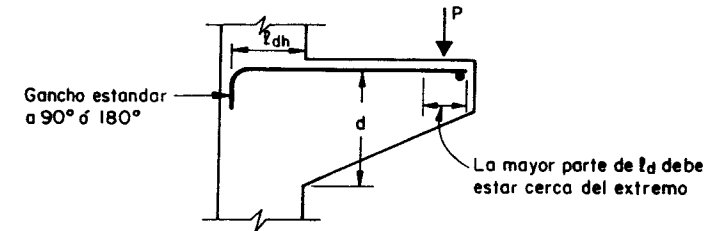


Fig. 2.2-Ejemplo de un miembro especial que depende mayormente del anclaje en el extremo

DESARROLLO DE LA ARMADURA PARA MOMENTOS POSITIVOS

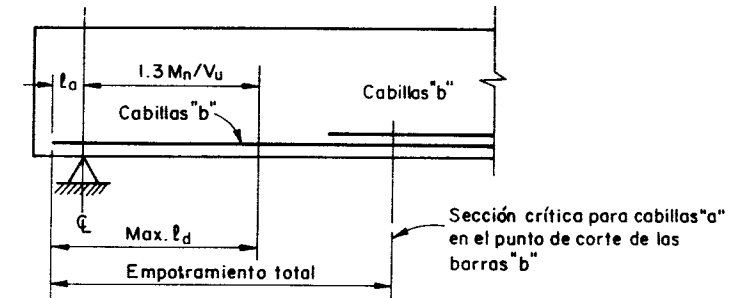


Fig. 2.3-Criterio para determinar la longitud máxima de las cabillas en un extremo simplemente apoyado

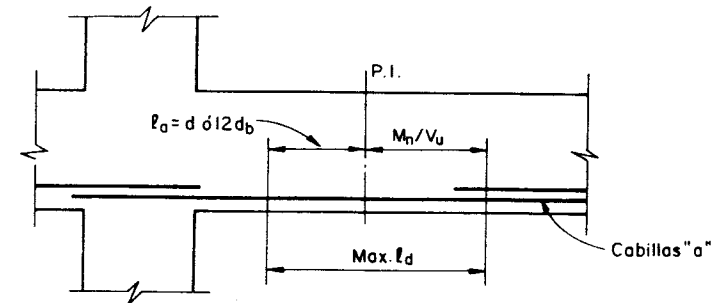


Fig. 2.4-Concepto para determinar el diámetro máximo de las cabillas "a" en el punto de inflexión



DESARROLLO DE LA ARMADURA PARA MOMENTOS NEGATIVOS

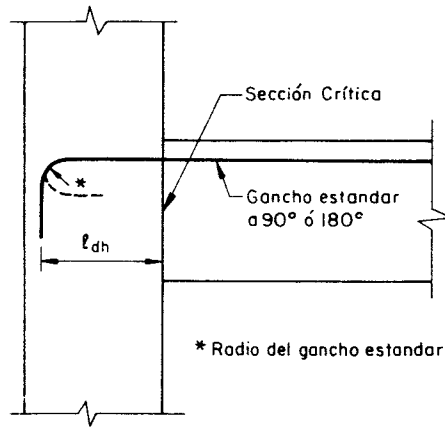


Fig.2.5-Anclaje en una columna exterior

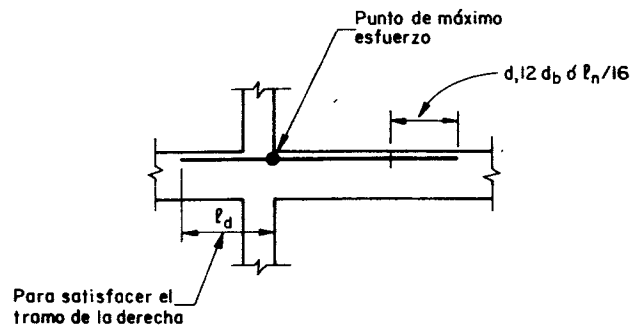


Fig.2.6-Anclaje en una viga adyacente



ARMADURA TRANSVERSAL EN VIGAS

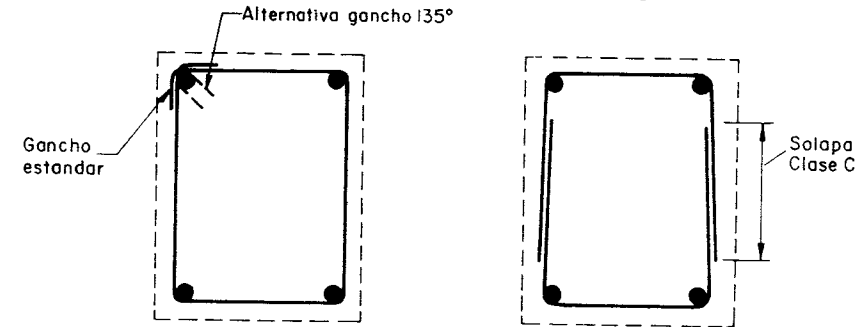


Fig.2.7-Estribos cerrados

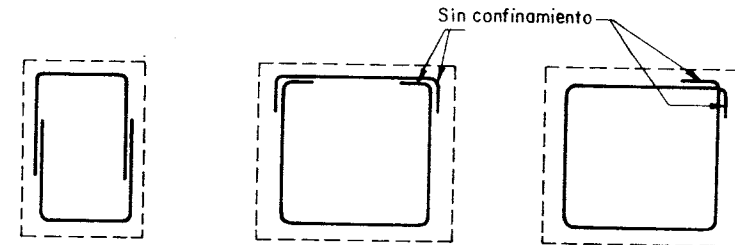


Fig.2.8-Detalle de estribos cerrados no recomendados para miembros sometidos a altos esfuerzos de torsión

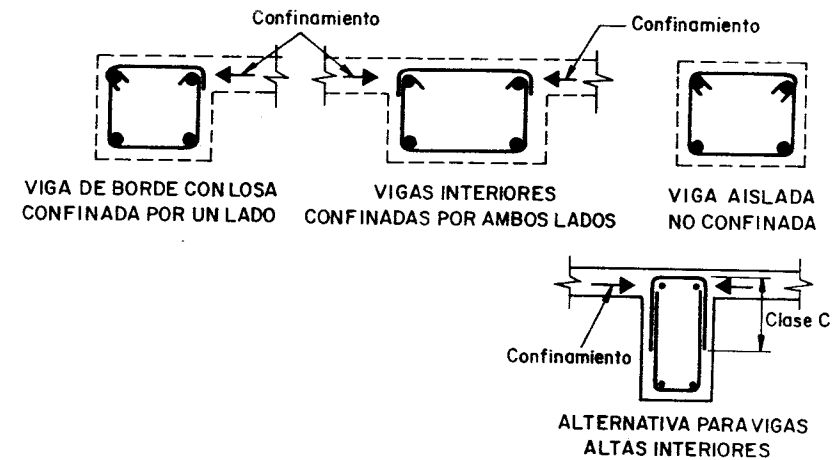


Fig.2.9-Detalle de estribos cerrados recomendados, formado de dos piezas



Cabillas no alineadas:

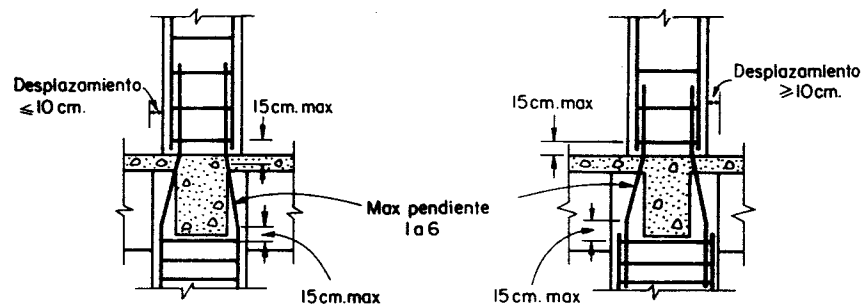


Fig. 2.10- ARMADURA LONGITUDINAL EN COLUMNAS

Zunchos:

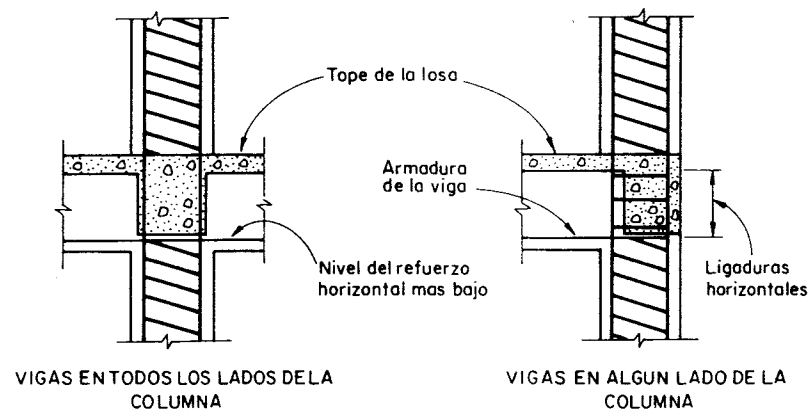
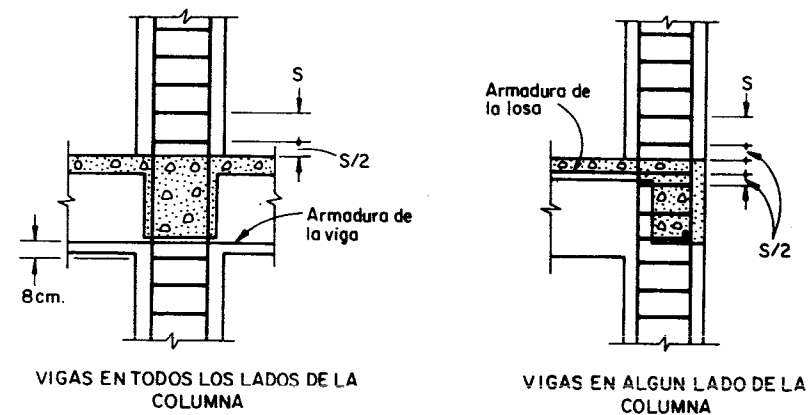


Fig. 2.11- ARMADURA TRANSVERSAL EN COLUMNAS



Ligaduras:



$$d_b \begin{cases} 1/4" \text{ para cabillas longitudinales de } \emptyset 1/2" \\ 3/8" \text{ para cabillas longitudinales de } \emptyset 1/2" \text{ hasta } \emptyset 1 3/8" \\ 1/2" \text{ para cabillas longitudinales mayores de } \emptyset 1 3/8" \end{cases}$$

$$\text{Separación} \leq \begin{cases} 12 \emptyset \text{ de la cabilla longitudinal} \\ 48 \emptyset \text{ de la ligadura} \\ \text{Menor dimensión de la columna} \end{cases}$$

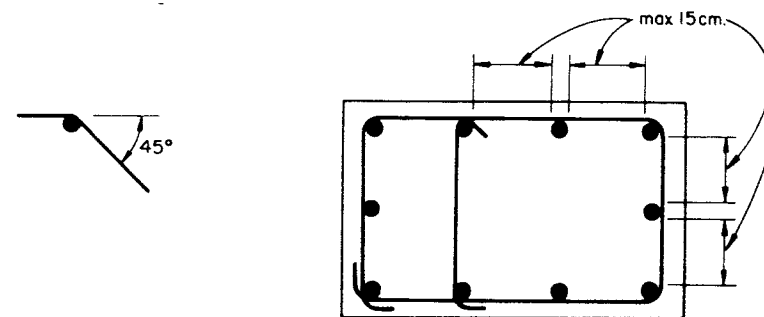


Fig. 2.12

CAPITULO

3

*Método de Diseño
a la Rotura y Requisitos
para la Resistencia*





ASPECTOS GENERALES

La teoría clásica y la teoría de rotura desde el punto de vista operativo consideran en forma diferente las cargas empleadas en el diseño. En la teoría clásica se consideran las llamadas cargas de servicio o cargas reales sobre la estructura y se aplican coeficientes de seguridad a los esfuerzos en los materiales. En la teoría de rotura se trabaja con los materiales en su límite de resistencia y los factores de seguridad se aplican a las cargas mediante factores de mayoración. Estos factores han sufrido cambios en las diferentes Normas. En este trabajo se incluyen los procedimientos de mayoración según las Normas COVENIN-MINDUR 1753 - 81.

Definiciones:

- Carga de Servicio - Suma de las cargas permanentes y variables, sin factores de mayoración.
- Cargas Mayoradas - Carga de servicio multiplicada por los factores de mayoración apropiados, usado para dimensionar miembros por el método de rotura.
- Resistencia Requerida - Resistencia de un miembro o de una sección transversal requerida para resistir las cargas o solicitaciones mayoradas, según las combinaciones estipuladas en las Normas.
- Resistencia Nominal - Resistencia de un miembro o una sección transversal calculada de acuerdo con las provisiones y suposiciones del método de resistencia de diseño, sin la aplicación de cualquier factor de minoración.
- Resistencia de Diseño - Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia.

Notación:

Resistencia Requerida:

- M_u = Momento mayorado en la sección.
 P_u = Carga axial mayorada para una excentricidad dada.
 V_u = Fuerza cortante mayorada en una sección.
 T_u = Momento de torsión mayorado en la sección.

Resistencia Nominal:

- M_n = Resistencia nominal a momento en una sección.
 M_b = Resistencia nominal a momento en condiciones de deformación balanceada.
 P_n = Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada.
 P_o = Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad igual a cero.
 P_b = Resistencia nominal a carga axial en condiciones de deformación balanceada.
 V_n = Resistencia nominal al corte.
 V_c = Fuerza de corte nominal resistida por el concreto.
 V_s = Resistencia nominal al corte atribuida a las armaduras de corte.
 T_n = Momento torsor resistente nominal.
 T_c = Momento torsor resistente nominal atribuido al concreto.
 T_s = Momento torsor resistente nominal atribuido al refuerzo de torsión.

Resistencia de Diseño

- ϕM_n = Resistencia de diseño a momento en una sección.
 ϕP_n = Resistencia de diseño a carga axial para una excentricidad dada.
 ϕU_n = Resistencia de diseño al corte = $\phi (V_c + U_s)$.
 ϕT_n = Resistencia de diseño a la torsión = $\phi (T_c + T_s)$.



RESISTENCIA REQUERIDAS PARA COMBINACIÓN DE CARGAS

1. Carga Permanente y Variable:

$$U = 1.4 CP + 1.7 CV$$

2. Carga Permanente, Variable y Viento:

$$U = 0.75 (1.4 CP + 1.7 CV + 1.7 W) \\ = 1.05 CP + 1.275 CV + 1.275 W$$

y

$$U = 0.9 CP + 1.3 W$$

3. Carga Permanente, Variable y Sismo:

$$U = 0.75 (1.4 CP + 1.7 CV) + 1.0 S \\ = 1.05 CP + 1.275 CV + 1.0 S$$

y

$$U = 0.9 CP + 1.0 S$$

NOTA:

Estas fórmulas son aplicables cuando S se determina según la Norma COVENIN-MINDUR 1756. Para el caso de que se aplique la Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas - MOP 1967, mientras permanezca vigente, las fórmulas anteriores se reemplazarán por las siguientes:

$$U = 0.75 (1.4 CP + 1.7 CV + 1.9 S)$$

$$U = 0.9 CP + 1.4 S$$

4. Carga Permanente, Variable más Empuje de Tierra:

$$U = 1.4 CP + 1.7 CV + 1.7 H$$

$$U = 0.9 CP + 1.7 H$$

5. Carga Permanente, Variable más Presión de Líquidos:

$$U = 1.4 CP + 1.7 CV + 1.4 F$$

$$U = 0.9 CP + 1.4 F$$

6. Impacto:

Este efecto será incluido en la carga variable (CV).



7. Carga Permanente Variable más Asentamiento Diferenciales, Fluencia, Retracción o Cambio de Temperatura:

$$U = 0.75 (1.4 CP + 1.4 T + 1.7 CV) \\ = 1.05 CP + 1.05 T + 1.275 CV$$

$$U = 1.4 CV + 1.4 T$$

8. Simplificando los casos anteriores:

Cuando:

$$CV \leq \begin{cases} 0.75 CP \\ 500 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

$$U = 1.5 (CP + CV) \\ U = 1.2 (CP + CV) + 1.0 S \\ U = 1.2 (CP + CV) + 1.3 W \\ U = 1.5 (CP + CV) + 1.7 H \\ U = 1.5 (CP + CV) + 1.4 F \\ U = 1.2 (CP + CV) + 1.1 T$$

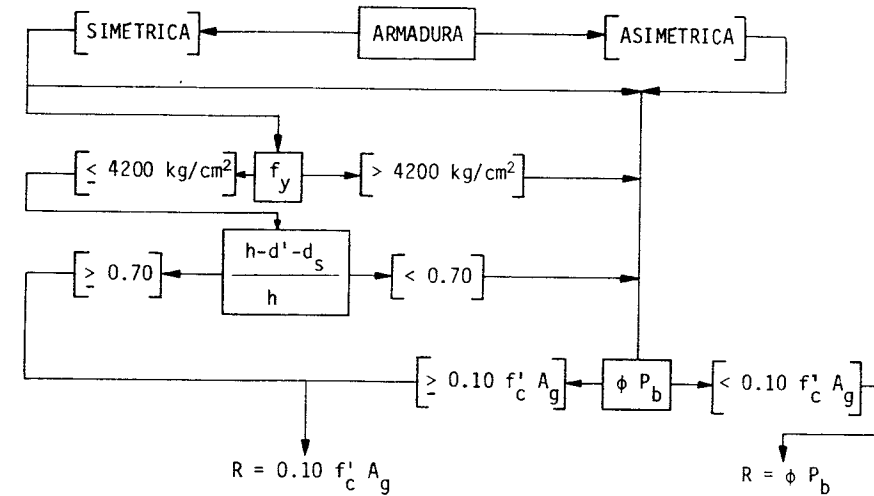
FACTOR DE MINORACIÓN DE RESISTENCIA

ACCION	ϕ
Flexión, con o sin tracción axial	0.90
Tracción Axial	0.90
Compresión axial con o sin flexión:	
Para miembros con armadura helicoidal	0.75 (*)
Para otros miembros armados	0.70 (*)
Corte y torsión	0.85
Aplastamiento del concreto	0.70
Flexión del concreto sin armar	0.65

* Para valores bajos de carga axial, el factor ϕ puede aumentarse.

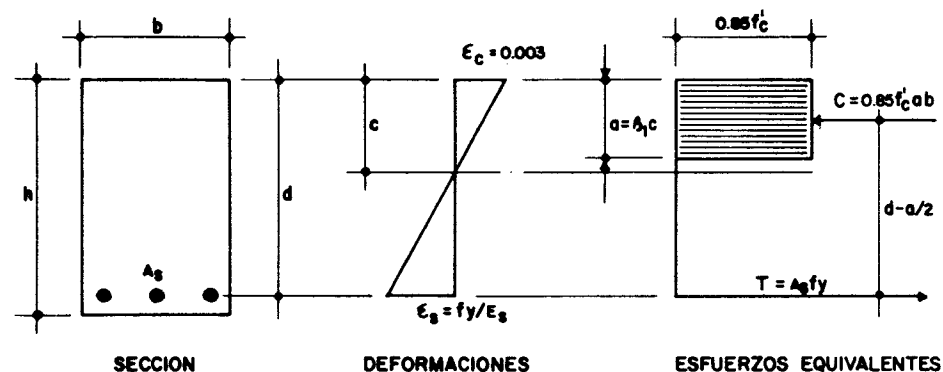


VARIACIONES DEL FACTOR ϕ



$$\phi \begin{pmatrix} \text{miembros con armadura} \\ \text{helicoidal} \end{pmatrix} = 0.9 - \frac{0.15 \phi P_n}{R} \geq 0.75$$

$$\phi \text{ (otros miembros)} = 0.9 - \frac{0.20 \phi P_n}{R} \geq 0.70$$



1.- PORCENTAJE BALANCEADO DE ARMADURA:

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{6.300}{6.300 + f_y}$$

siendo

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75 \rho_b \quad y$$

$$\rho_{m\acute{i}n} = \frac{14}{f_y}$$

2.- DE LA FIGURA:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c} \quad y$$

$$M'_u = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = \rho f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c}\right) b d^2$$

3.- MOMENTO RESISTENTE DE DISEÑO:

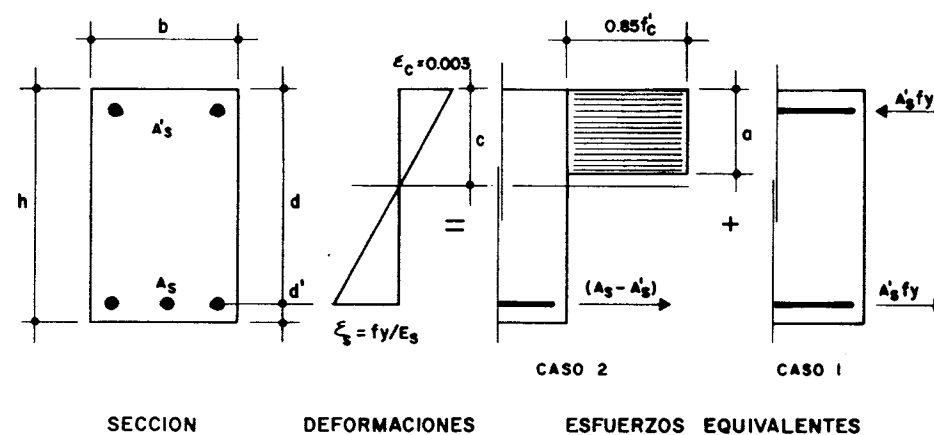
$$M_u = \phi M'_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = \phi \rho f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c}\right) b d^2$$

$$M_u = R_u b d^2$$

4.- ACERO

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad \text{ó} \quad A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (1 - 0.59 q) d}$$

en donde $q = \rho \frac{f_y}{f'_c}$



1.- DE LA FIGURA:

$$M'_1 = A'_s f_y (d - d')$$

$$M'_2 = (A_s - A'_s) f_y (d - \frac{a}{2})$$

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(\rho - \rho') f_y d}{0.85 f'_c}$$

2.- MOMENTO RESISTENTE TOTAL:

$$M'_u = M'_1 + M'_2 = (A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s f_y (d - d')$$

3.- MOMENTO RESISTENTE DE DISEÑO:

$$M_u = \phi M'_u = \phi [(A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s f_y (d - d')]$$

en otra forma:

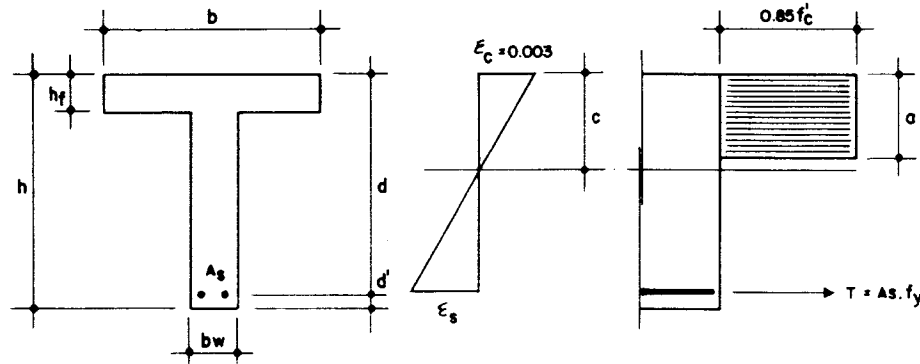
$$M_u = \phi [0.85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s f'_s (d - d')]$$

4.- ACERO:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (1 - 0.59 q) d} + \frac{M_u - M'_u}{\phi f_y (d - d')} \quad y$$

$$A'_s = \frac{M_u - M'_u}{\phi f'_s (d - d')} \quad \text{en donde:}$$

$$f'_s = f'_c - 0.85 f'_c$$



SECCION

DEFORMACIONES

ESFUERZOS EQUIVALENTES

1.- DE LA FIGURA:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c}$$

$$A_{sf} = \frac{0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{f_y}$$

$$M'_1 = A_{sf} f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sf}) f_y}{0.85 f'_c b_w}$$

$$M'_2 = (A_s - A_{sf}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

2.- MOMENTO RESISTENTE TOTAL:

$$M'_u = M'_1 + M'_2 = A_{sf} f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right) + (A_s - A_{sf}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

3.- MOMENTO RESISTENTE DE DISEÑO:

$$M_u = \phi M'_u = \phi \left[A_{sf} f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right) + (A_s - A_{sf}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

4.- ACERO: $\frac{0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{f_y} + \frac{M_u - M'_1}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$ ó en forma aproximada:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$



ASPECTOS GENERALES

Los diagramas de flujo que aparecen a continuación tienen por objeto facilitar la aplicación de las Normas COVENIN-MINDUR 1753 - 81 al diseño y revisión de secciones de concreto armado sometidas a flexión.

Se incluyen los siguientes flujogramas:

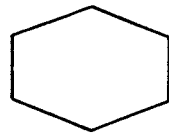
- Diseño de secciones rectangulares simplemente armadas.
- Revisión de secciones rectangulares simplemente armadas.
- Diseño de secciones rectangulares doblemente armadas.
- Revisión de secciones rectangulares doblemente armadas.
- Diseño de secciones T simplemente armadas.
- Revisión de secciones T simplemente armadas.

Se acompañan estos flujogramas con ejemplos de aplicación a diversos problemas de diseño y revisión de secciones.

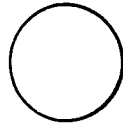
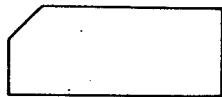
Además de éstos, se presentan flujogramas de:

- Diseño de secciones sometidas a corte.
- Diseño de secciones sometidas a torsión.
- Diseño de ménsulas.
- Diseño de refuerzo metálico en ménsulas.
- Diseño de plancha de apoyo en ménsulas.
- Diseño de empleo de ménsula metálica.
- Guía para la elaboración de un proyecto estructural.
- Guía para el uso de la Norma Antisísmica.
- Guía para el uso de la Norma de Viento.
- Diseño de mezclas de concreto.

que aparecen en su capítulo correspondiente acompañados de ejemplos de aplicación.



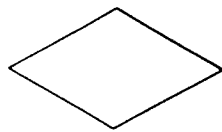
INCOGNITAS

INICIO, FIN
CONTINUACION

DATOS



DECISION



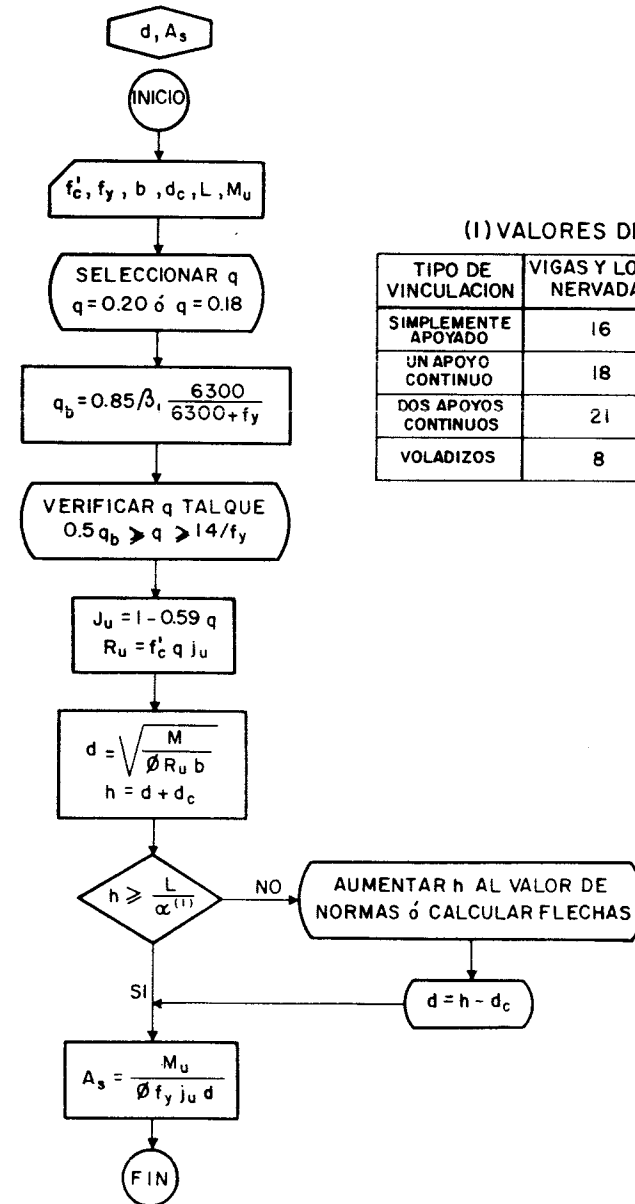
OPCION



OPERACIONES



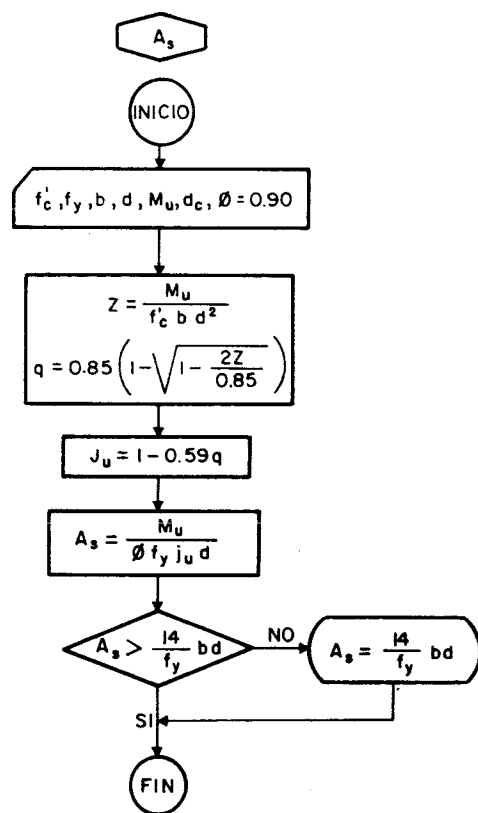
FLUJOGRAMA 3.1

(I) VALORES DE α

TIPO DE VINCULACION	VIGAS Y LOSAS NERVADAS	LOSAS MACIZAS
SIMPLEMENTE APOYADO	16	20
UN APOYO CONTINUO	18	24
DOS APOYOS CONTINUOS	21	28
VOLADIZOS	8	10



FLUJOGRAMA 3.2



DISEÑO DE SECCIONES RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS

DETERMINAR:

 d y A_s

DATOS:

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 250 \text{ K/cm}^2 & f_y &= 4200 \text{ K/cm}^2 \\
 b &= 0.25 \text{ m.} & d_c &= 0.05 \text{ m.} \\
 L &= 5.50 \text{ m.} & M_u &= 9500 \text{ K-m.}
 \end{aligned}$$

A- POR FORMULAS

A-1 SE SELECCIONA UN VALOR DE q DE ACUERDO CON LAS CONDICIONES DE DUCTILIDAD REQUERIDAS, SEA $q = 0.18$ A-2 SE CALCULA q_b

$$q_b = 0.85 \beta_1 \frac{6300}{6300 + f_y} = 0.85 \times 0.85 \frac{6300}{6300 + 4200} = 0.4335$$

A-3 SE CHEQUEA q

$$\begin{aligned}
 0.5 q_b &= 0.5 \times 0.4335 = 0.2168 \text{ y } \frac{14}{f'_c} = \frac{14}{250} = 0.056 \\
 0.056 &< 0.18 < 0.2168 \quad \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

A-4 SE CALCULAN J_u y R_u

$$J_u = 1 - 0.59 q = 1 - 0.59 \times 0.18 = 0.894$$

$$R_u = f'_c \times q \times J_u = 250 \times 0.18 \times 0.894 = 40.23$$



A-5 SE CALCULAN d y h

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi \times R_u \times b}} = \sqrt{\frac{9500}{0.9 \times 40.23 \times 0.25}} = 32.4 \text{ cm.}$$

SE ADOPTA $d = 35 \text{ cms.}$

$$h = 35 + 5 = 40 \text{ cms.}$$

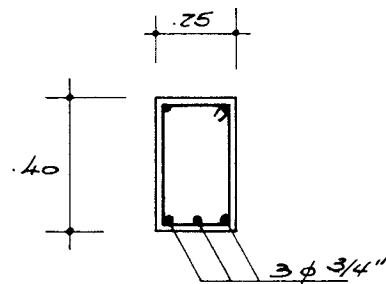
A-6 SE CHEQUEA LA ALTURA CON LOS VALORES DE LA NORMA SEGUN EL USO Y SEGUN EL TIPO DE VINCULACION.

PARA UNA VIGA SIMPLEMENTE APOYADA TENEMOS $\alpha = 16$

$$h \geq \frac{L}{\alpha} ; \quad 40 \geq \frac{550}{16} = 34.4$$

A-7 SE CALCULA Δs

$$\Delta s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times J_u \times d} = \frac{9500}{0.90 \times 4200 \times 0.894 \times 0.35} = 8.03 \text{ cm}^2; 3\phi 3/4"$$



DISEÑO DE SECCIONES RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS; CON "d" CONOCIDO

DETERMINAR :

Δs

DATOS :

$$f'_c = 250 \text{ K/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ K/cm}^2$$

$$b = 0.30 \text{ m.}$$

$$d = 0.35 \text{ m.}$$

$$d_c = 0.05 \text{ m.}$$

$$M_u = 12500 \text{ K-m.}$$

A - POR FORMULAS

A-1 SE CALCULAN z y q

$$z = \frac{M_u}{f'_c \times b \times d^2} = \frac{12500}{250 \times 0.30 \times 35^2} = 0.1361$$

$$q = 0.85 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2z}{0.85}} \right) = 0.85 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.1361}{0.85}} \right) = 0.1491$$

A-2 SE CALCULA J_u

$$J_u = 1 - 0.59 q = 1 - 0.59 \times 0.1491 = 0.9120$$

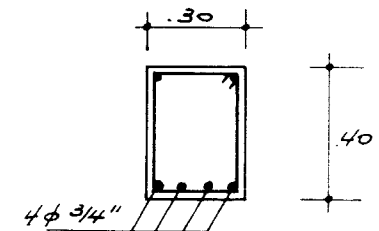
A-3 SE CALCULA Δs

$$\Delta s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times J_u \times d} = \frac{12500}{0.9 \times 4200 \times 0.9120 \times 0.35} = 10.36 \text{ cm}^2$$

A-4 SE CHEQUEA Δs

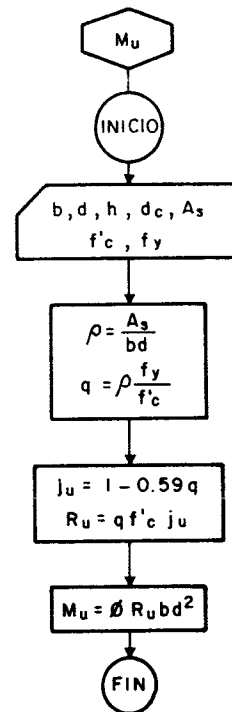
$$\Delta s > \frac{14}{f_y} \times b \times d = \frac{14}{4200} \times 30 \times 35 = 3.5 \text{ cm}^2$$

$$10.36 > 3.5 \text{ O.K.}$$





FLUJOGRAMA 3.3



REVISION DE SECCIONES RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS

DETERMINAR:

MU

DATOS:

$$b = 30$$

$$d = 60 \quad h = 65 \quad d_c = 5$$

$$A_s = 8.52 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

A - POR FORMULAS

A1 - CALCULAR ρ Y q

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{8.52}{30 \times 60} = 0.0047$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f'_c} = \frac{0.0047 \times 4200}{250} = 0.0790$$

A2 - CALCULAR j_u Y R_u

$$j_u = 1 - 0.59q = 1 - 0.59 \times 0.0790 = 0.950$$

$$R_u = q f'_c j_u = 0.0790 \times 250 \times 0.950 = 18.76$$

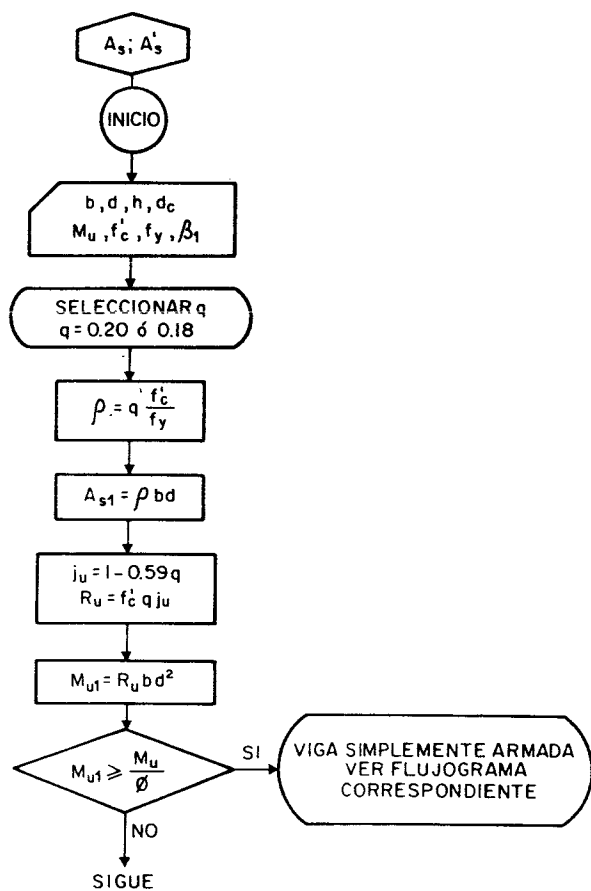
A3 - CALCULAR M_u

$$M_u = \phi R_u b d^2 = 0.90 \times 18.76 \times 0.30 \times 60^2$$

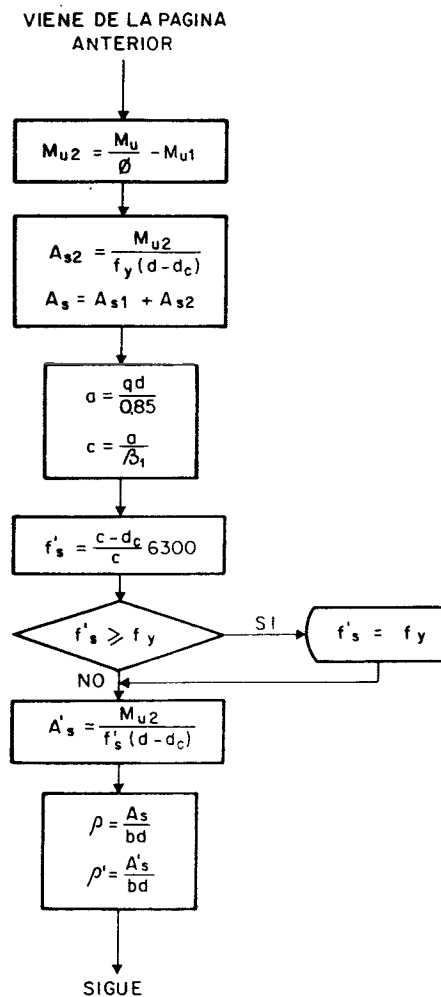
$$M_u = 18235 \text{ K-M}$$



FLUJOGRAMA 3.4

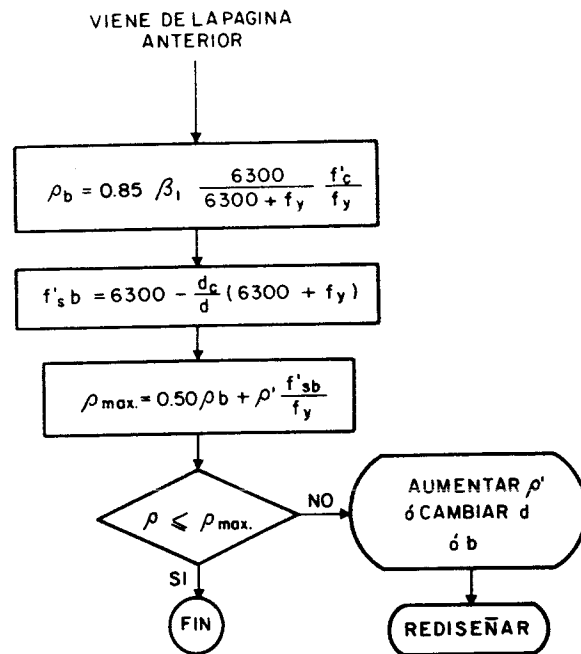


FLUJOGRAMA 3.4





FLUJOGRAMA 3.4



DISEÑO DE SECCIONES RECTANGULARES DOBLEMENTE ARMADAS

DETERMINAR :

 ΔS y $\Delta S'$

DATOS :

$$M_u = 80000 \text{ K}\cdot\text{m}$$

$$b = 30 \quad d = 60 \quad d_c = 5 \quad h = 65$$

$$F'_c = 300 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

A - POR FORMULAS :

A1- SE ADOPTA : $q = 0.20$

LE CORRESPONDE

$$\rho = q \frac{F'_c}{F_y} = 0.20 \frac{300}{4200} = 0.0143$$

A2- SE CALCULA a y c

$$a = \frac{q d}{0.85} = \frac{0.20 \times 60}{0.85} = 14.1 \text{ cm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{14.1}{0.84} = 16.8 \text{ cm.}$$

A3- SE CALCULA F'_s

$$F'_s = \frac{c-d_c}{c} 6300 = \frac{16.8-5}{16.8} \times 6300 = 4425$$

$$\text{SE TRABAJARA CON: } F'_s = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$$

A4- SE CALCULAN j_u y R_u

$$j_u = 1 - 0.59 q = 1 - 0.59 \times 0.20 = 0.882$$

$$R_u = q F'_c j_u = 0.20 \times 300 \times 0.882 = 52.92$$

A5- SE CALCULAN M_{u1} y M_{u2}

$$M_{u1} = R_u b d^2 = 52.92 \times 0.30 \times 60^2 = 57154 \text{ K}\cdot\text{m.}$$

$$M_{u2} = \frac{M_u}{\phi} - M_{u1} = \frac{80000}{0.9} - 57154 = 31735 \text{ K}\cdot\text{m.}$$



Δ6- SE CALCULAN Δs1, Δs2 y Δs

$$\Delta s_1 = \frac{M_{u1}}{F_y J_{ud}} = \frac{57154}{4200 \times .882 \times .60} = 25.71 \text{ cm}^2$$

$$\Delta s_2 = \frac{M_{u2}}{F_y (d-d_c)} = \frac{31735}{4200 (.60-.05)} = 13.74 \text{ cm}^2$$

$$\Delta s = \Delta s_1 + \Delta s_2 = 25.71 + 13.74 = 39.45 \text{ cm}^2$$

USAR: 4 ϕ 1 3/8" (40.00 cm²)

Δ7- SE CALCULA Δ's

$$\Delta's = \frac{M_{u2}}{F's (d-d_c)} = \frac{31735}{4200 (.60-.05)} = 13.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{USAR: } 2 \phi 1" + 1 \phi 7/8" (14.01 \text{ cm}^2)$$

Δ8- VERIFICAR ρ max.

$$\rho_{\max} = 0.50 \rho_b + \rho' \frac{F's_b}{F_y}$$

$$F's_b = 6300 - \frac{d_c}{d} (6300 + F_y)$$

$$F's_b = 6300 - \frac{5}{60} (6300 + 4200) = 5425 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{ADOPTAR: } F's_b = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{6300}{6300 + F_y} \frac{F'_c}{F_y} =$$

$$= 0.85 \times 0.84 \frac{6300}{6300 + 4200} \frac{300}{4200} = 0.0306$$

$$\rho' = \frac{\Delta's}{bd} = \frac{14.01}{30 \times 60} = 0.0078$$

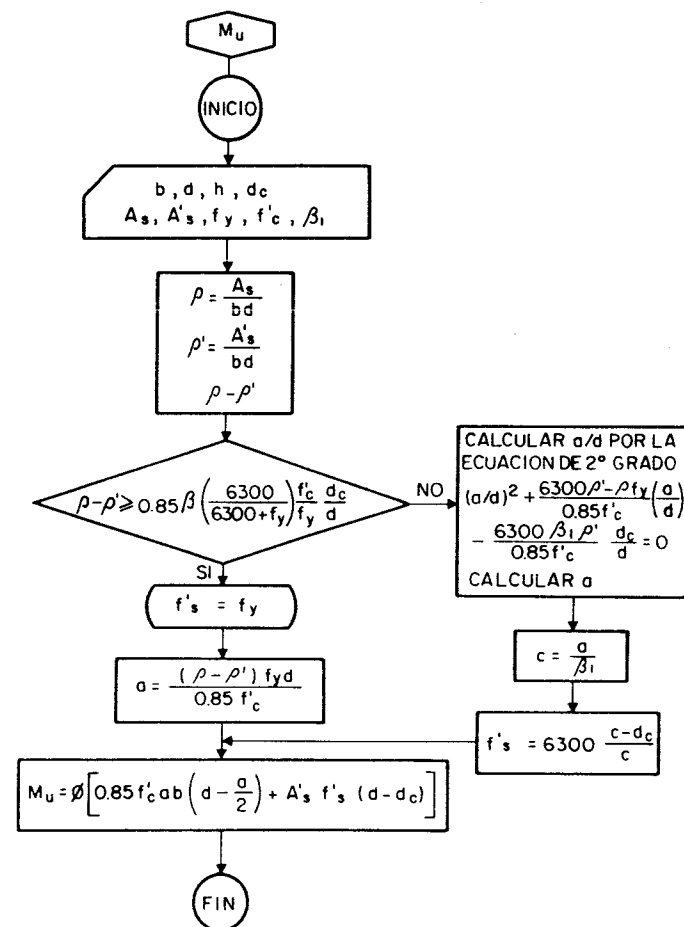
$$\rho_{\max} = 0.50 \rho_b + \rho' \frac{F's_b}{F_y}$$

$$\rho_{\max} = 0.50 \times 0.0306 + 0.0078 \frac{5425}{4200} = 0.0254$$

$$\rho = \frac{\Delta s_1 + \Delta s_2}{bd} = \frac{40.00}{30 \times 60} = 0.0222 < 0.0254$$



FLUJOGRAMA 3.5





REVISION DE SECCIONES RECTANGULARES DOBLEMENTE ARMADAS

EJEMPLO 3.5:

DETERMINAR: M_U

DATOS:

$$b = 30$$

$$d = 60 \quad h = 65 \quad d_c = 5$$

$$A_s = 20.28 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 7.74 \text{ cm}^2$$

$$F'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = .85$$

A - POR FORMULAS

A1 - CALCULAR p ; p' y $p - p'$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{20.28}{30 \times 60} = 0.0113$$

$$p' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{7.74}{30 \times 60} = 0.0043$$

$$p - p' = 0.0113 - 0.0043 = 0.0070$$

A2 - COMPROBAR SI $F'_s \geq F_y$

$$\text{SI: } p - p' \geq 0.85 \beta_1 \left(\frac{6300}{6300 - F_y} \right) \frac{F'_c}{F_y} \left(\frac{d'}{d} \right)$$

ENTONCES SE TENDRA $F'_s \geq F_y$

$$0.85 \times 0.85 \frac{6300}{6300 - 4200} \times \frac{260}{4200} \times \frac{5}{60} = 0.0108 > 0.0070$$

COMO: $p - p' < 0.0108$, ENTONCES $F'_s < F_y$ SE REQUIERE CALCULAR F'_s PARA LO CUAL DEBEN CALCULARSE PREVIAMENTE α Y c A3 - SE CALCULA α RESOLVIENDO LA ECUACION DE SEGUNDO GRADO

$$\left(\frac{\alpha}{d} \right)^2 + \frac{p' E_c E_s - p F_y}{.85 F'_c} \left(\frac{\alpha}{d} \right) - \frac{p' E_c E_s \beta_1}{.85 F'_c} \frac{d_c}{d} = 0$$



$$\left(\frac{\alpha}{d} \right)^2 + \frac{.0043 \times .003 \times 2100000 - 0.0113 \times 4200}{.85 \times 250} \left(\frac{\alpha}{d} \right) - \frac{0.0043 \times 0.003 \times 2100000 \times 0.85}{.85 \times 250} \times \frac{5}{60} = 0$$

$$\left(\frac{\alpha}{d} \right)^2 - .0959 \left(\frac{\alpha}{d} \right) - 0.0090 = 0$$

$$\frac{\alpha}{d} = \frac{.0959 + \sqrt{.0959^2 + 4 \times 0.0090}}{2} = .1542$$

$$\alpha = .1542 \times 60 = 9.25$$

A4 - SE CALCULA c

$$c = \frac{\alpha}{\beta_1} = \frac{9.25}{.85} = 10.88$$

A5 - SE CALCULA F'_s

$$F'_s = E_c E_s \frac{c - d_c}{c}$$

$$F'_s = 0.003 \times 2100000 \frac{10.88 - 5}{10.88} = 3405 \text{ cm}^2$$

A6 - SE CALCULA M_U

$$M_U = \left[0.85 F'_c ab \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s F'_s (d - d_c) \right] \phi$$

$$M_U = \left[0.85 \times 250 \times 9.25 \times 30 \left(60 - \frac{9.25}{2} \right) + 7.74 \times 3405 (60 - 5) \right] .9 = 4243500 \text{ K-cm.}$$

$$M_U = 42435 \text{ K-m.}$$

EJEMPLO 3.6:

DATOS: $b = 30$

$$d = 65 \quad h = 70 \quad d_c = 5$$

$$A_s = 30.42 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 8.52 \text{ cm}^2$$

$$F'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

B - POR FORMULAS

B-1).- CALCULO DE ρ ; ρ' y $\rho - \rho'$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{30.42}{30 \times 65} = .0156$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{8.52}{30 \times 65} = .0044$$

$$\rho - \rho' = .0112$$

B-2).- COMPROBAR SI $F'_s \geq F_y$

$$\text{SI: } \rho - \rho' \geq .85 \beta_1 \frac{6300}{6300 - F_y} \frac{F'_c}{F_y} \frac{d_c}{d}$$

ENTONCES $F'_s \geq F_y$

$$.85 \times .85 \frac{6300}{6300 - 4200} \times \frac{250}{4200} \times \frac{5}{65} = 0.0099$$

COMO $\rho - \rho' > 0.0099$, SE TOMARA
 $F'_s = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

B-3).- CALCULAR α

$$\alpha = \frac{(\rho - \rho') F_y d}{.85 F'_c}$$

$$\alpha = \frac{0.0112 \times 4200 \times 65}{.85 \times 250} = 14.39$$

B-4).- SE CALCULA M_u

$$\begin{aligned} M_u &= \left[0.85 F'_c \alpha b \left(d - \frac{\alpha}{2} \right) + A'_s F'_s (d - d_c) \right] \phi \\ &= \left[0.85 \times 250 \times 14.39 \times 30 \left(65 - \frac{14.39}{2} \right) + 8.52 \times 4200 (65 - 5) \right] \cdot 9 \\ &= 6705000 \text{ K-cm.} \\ &= 67050 \text{ K-m.} \end{aligned}$$

O BIEN:

$$M_u = \left[(A_s - A'_s) F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s F_y (d - d_c) \right] \phi$$

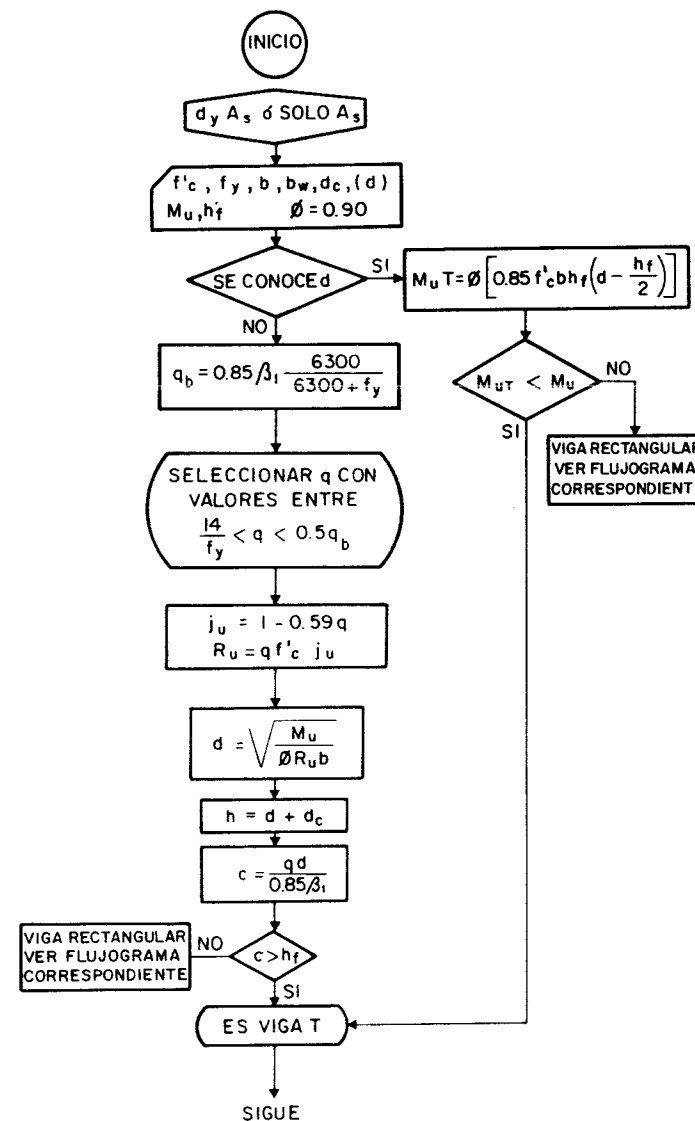
$$M_u = \left[(30.42 - 8.52) 4200 \left(65 - \frac{14.39}{2} \right) + 8.52 \times 4200 (65 - 5) \right] \times .9$$

$$M_u = 6717500 \text{ K-cm.}$$

$$M_u = 67175 \text{ K-m.}$$

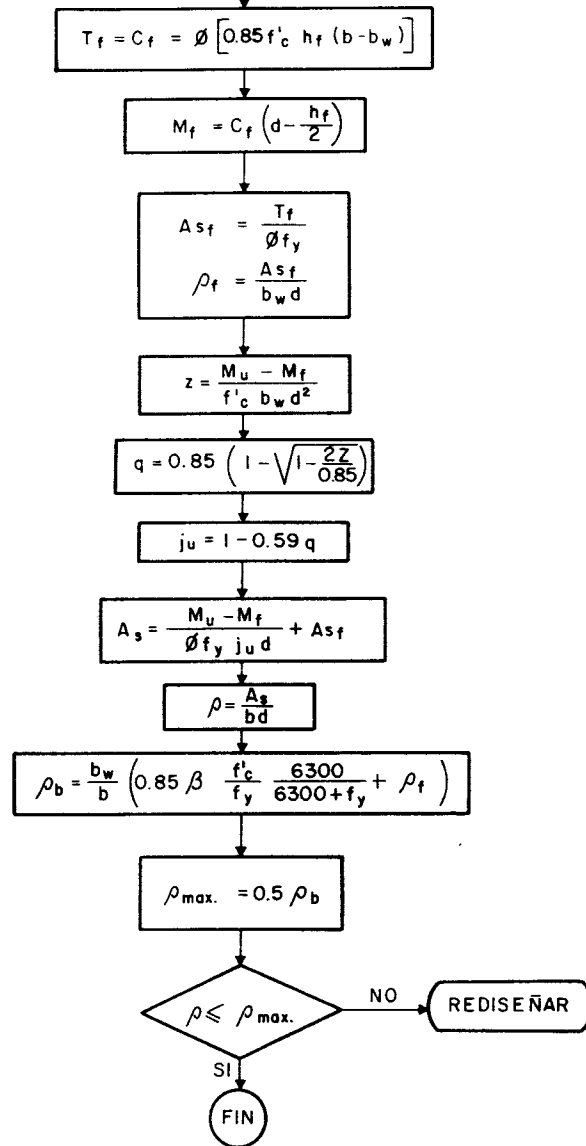


FLUJOGRAMA 3.6





FLUJOGRAMA 3.6

VIENE DE LA PAGINA
ANTERIOR

DISEÑO DE SECCIONES "T" SIMPLEMENTE ARMADAS

DETERMINAR :

 d y Δs

DATOS :

$$\begin{aligned}
 b &= 65 \text{ cms.} & b_w &= 25 \text{ cms.} & M_u &= 32.00 \text{ T} \\
 d_c &= 5 \text{ cms.} & h_f &= 6 \text{ cms.} \\
 f'_c &= 250 \text{ K/cm}^2 & f_y &= 4200 \text{ K/cm}^2
 \end{aligned}$$

A - POR FORMULAS

A-1 SE CALCULA q_b

$$q_b = 0.85 \beta_1 \frac{6300}{6300 + f_y} = 0.85 \times 0.85 \frac{6300}{6300 + 4200} = 0.4335$$

A-2 SE SELECCIONA q , TAL QUE $\frac{14}{f'_c} < 0.14 < q_b$ PARA $q = 0.14$

$$\frac{14}{250} < 0.14 < 0.4335 \rightarrow 0.056 < 0.14 < 0.4335$$

SE ADOPTA $q = 0.14$ A-3 SE CALCULAN J_u y R_u

$$J_u = 1 - 0.59q = 1 - 0.59 \times 0.14 = 0.9174$$

$$R_u = q \cdot f'_c \cdot J_u = 0.14 \times 250 \times 0.9174 = 32.11$$

A-4 SE CALCULAN d y h

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{0.90 \times R_u \times b}} = \sqrt{\frac{32000}{0.90 \times 32.11 \times 0.65}} = 41.27 \approx 45 \text{ cms.}$$

$$d = 45 \text{ cms.}$$

$$h = 45 + 5 = 50 \text{ cms.}$$



A-5 SE CHEQUEA LA PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO

$$c = \frac{9 \times d}{0.85 \beta_1} = \frac{0.14 \times 45}{0.85 \times 0.85} = 8.72 > 6 = h_f$$

A-6 SE CALCULAN T_f y m_f

$$T_f = C_f = 0.9 [0.85 \times f'_c \times h_f (b - b_w)] = 0.9 [0.85 \times 250 \times 6 (65 - 25)] = 45900 \text{ K}$$

$$m_f = C_f \left(d - \frac{h_f}{2} \right) = 45900 \left(0.45 - \frac{0.06}{2} \right) = 19278 \text{ K}\cdot\text{m}$$

A-7 SE CALCULAN Δs_f y ρ_f

$$\Delta s_f = \frac{T_f}{\phi f_y} = \frac{45900}{0.9 \times 4200} = 12.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_f = \frac{\Delta s_f}{b_w \times d} = \frac{12.14}{25 \times 45} = 0.0108$$

A-8 SE CALCULAN z , q y J_u

$$z = \frac{m_u - m_f}{f'_c \times b_w \times d^2} = \frac{32000 - 19278}{250 \times 0.25 \times 45^2} = 0.1005$$

$$q = 0.85 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2u}{0.85}} \right) = 0.85 \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 0.0546}{0.85}} \right) = 0.1262$$

$$J_u = 1 - 0.59 q = 1 - 0.59 \times 0.0565 = 0.9255$$

A-9 SE OBTIENEN A_s y ρ

$$A_s = \frac{m_u - m_f}{0.9 \times f_y \times J_u \times d} + \Delta s_f = \frac{32000 - 19278}{0.9 \times 4200 \times 0.9255 \times 0.45} + 12.14 =$$

$$A_s = 8.08 + 12.14 = 20.22 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 1"$$

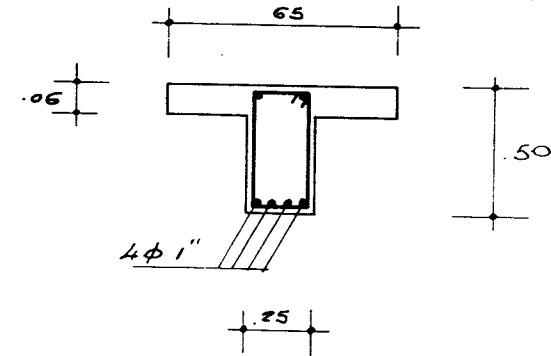
$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{20.22}{65 \times 45} = 0.0069$$

A-10 SE CHEQUEA CON ρ_{max} .

$$\rho_b = \frac{b_w}{b} \left(0.85 \beta_1 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{6300}{6300 + 4200} + \rho_f \right) =$$

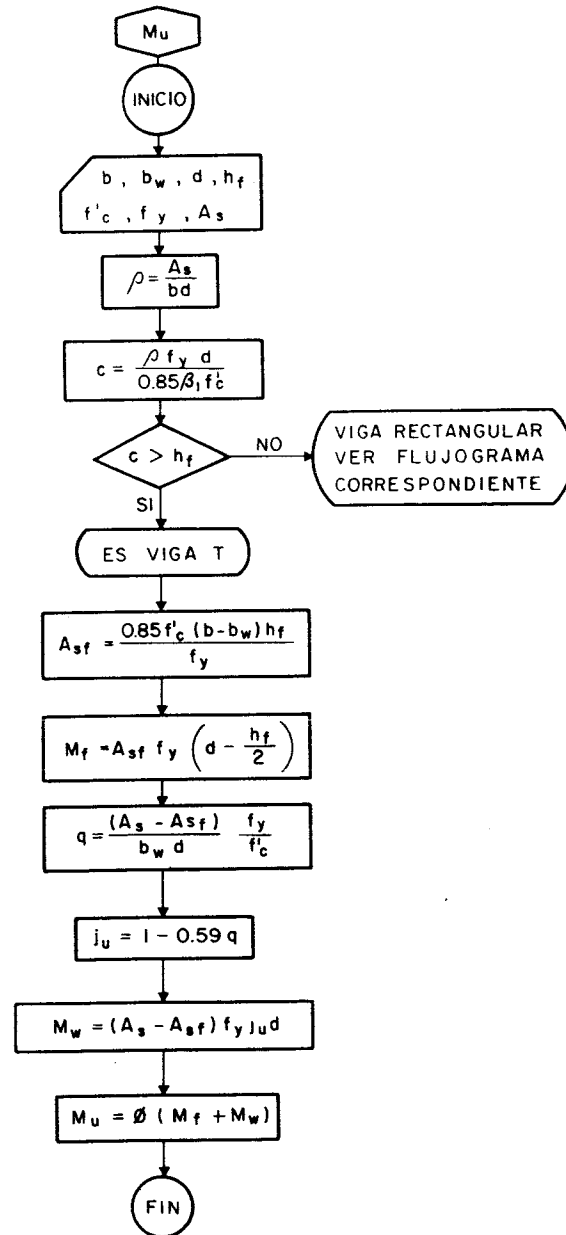
$$\rho_b = \frac{25}{65} \left(0.85 \times 0.85 \times \frac{250}{4200} \times \frac{6300}{6300 + 4200} + 0.0108 \right) = 0.0141$$

$$\rho_{max} = 0.5 \rho_b = 0.0070 > \rho = 0.0069$$





FLUJOGRAMA 3.7



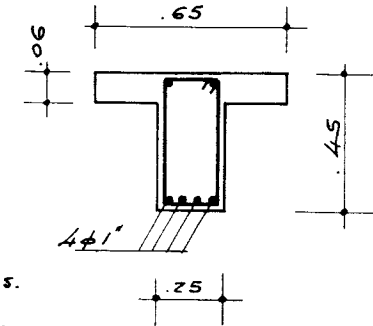
REVISION DE SECCIONES "T"

SIMPLEMENTE ARMADAS

DETERMINAR:

 M_u

DATOS:

 $b = 65 \text{ cms.}$ $b_w = 25 \text{ cms.}$ $d = 45 \text{ cms.}$ $h_f = 6 \text{ cms.}$ $f'_c = 250 \text{ K/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ K/cm}^2$ $A_s = 20.22 \text{ cm}^2$ 

A - POR FORMULAS

A-1 SE CALCULA ρ

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{20.22}{65 \times 45} = 0.0069$$

A-2 SE CHEQUEA LA PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO

$$c = \frac{\rho \times f_y \times d}{0.85 \times \beta_1 \times f'_c} = \frac{0.0069 \times 4200 \times 45}{0.85 \times 0.85 \times 250} = 7.22 > 6 = h_f$$

POR LO TANTO ES VIGA "T."

A-3 SE CALCULA A_{sf}

$$A_{sf} = \frac{0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{f_y} = \frac{0.85 \times 250 (65 - 25) 6}{4200} = 12.14 \text{ cm}^2$$



4

*Diseño de Secciones
Sometidas a Flexión*A-4 SE CALCULA M_f

$$M_f = A_s f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right) = 12.14 \times 4200 \left(0.45 - \frac{0.06}{2} \right) = 21420 \text{ K.m.}$$

A-5 SE CALCULA q Y J_u

$$q = \frac{A_s - A_{sf}}{b_w \times d} \times \frac{f_y}{f'_c} = \frac{20.22 - 12.14}{25 \times 45} \times \frac{4200}{250} = 0.1207$$

$$J_u = 1 - 0.59 q = 1 - 0.59 \times 0.1207 = 0.9288$$

A-6 SE CALCULA M_w

$$M_w = (A_s - A_{sf}) f_y J_u d = (20.22 - 12.14) \times 4200 \times 0.9288 \times 45 = 14184 \text{ K.m}$$

A-7 SE CALCULA M_u

$$M_u = \phi (M_f + M_w) = 0.90 \times (21420 + 14184) = 32.044 \text{ K.m.}$$





ASPECTOS GENERALES

Los elementos sometidos a flexión son de los más utilizados en la práctica del diseño; por este motivo se ha considerado conveniente incluir un grupo numeroso de tablas para facilitar dicho diseño. Se ha procurado mantener en ellas el formato tradicionalmente empleado tanto en la teoría clásica como en la teoría de rotura el cual facilita obtener los momentos resistentes de las secciones y el cálculo del refuerzo metálico a tracción y a compresión para las dimensiones de secciones más comúnmente empleadas.

TABLAS DE CONSTANTES Y PARÁMETROS

Se dan a continuación dos tablas con las constantes y parámetros que se usan en la Teoría de Rotura, para facilitar el cálculo de los elementos estructurales:

Tabla 4.1 : Propiedades del concreto: Valores de f'_c y E_c para diferentes calidades de concreto.

Tabla 4.2 : Parámetro de diseño para losas y vigas.
Los valores tabulados son los siguientes:

$$\beta_1$$

$$f_y/f'_c$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad (\text{para vigas})$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \frac{6300}{6300 + f_y}$$

$$q = \rho_b \frac{f_y}{f'_c}$$



$$\rho_b \text{ máx} = \begin{cases} 0.50 \rho_b \\ 0.75 \rho_b \end{cases}$$

$$\rho_b \text{ máx} = 0.025$$

$$j_u = (1 - 0.59q)$$

$$\phi R_u = \phi f'_c q (1 - 0.59q)$$



T A B L A 4.1

Esfuerzos del Concreto (kg/cm²)

f'_c	$0.10f'_c$	$0.85f'_c$	$\sqrt{f'_c}$	$0.13/\sqrt{f'_c}$	$0.16/\sqrt{f'_c}$	$0.33/\sqrt{f'_c}$	$0.50/\sqrt{f'_c}$	$0.53/\sqrt{f'_c}$	$0.80/\sqrt{f'_c}$	$0.88/\sqrt{f'_c}$
150	15.00	127.5	12.25	1.59	1.96	4.04	6.13	6.49	9.80	10.78
200	20.00	170.0	14.14	1.84	2.26	4.67	7.07	7.49	11.31	12.44
250	25.00	212.5	15.81	2.06	2.53	5.22	7.91	8.38	12.65	13.91
300	30.00	255.0	17.32	2.25	2.77	5.72	8.66	9.18	13.86	15.24
350	35.00	297.5	18.71	2.43	2.99	6.17	9.36	9.92	14.97	16.46
400	40.00	340.0	20.00	2.60	3.20	6.60	10.00	10.60	16.00	17.60

f'_c	Esfuerzos del Concreto (kg/cm ²)								Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)
	$0.93/\sqrt{f'_c}$	$1.06/\sqrt{f'_c}$	$1.6/\sqrt{f'_c}$	$1.3/\sqrt{f'_c}$	$1.9/\sqrt{f'_c}$	$2.0/\sqrt{f'_c}$	$2.1/\sqrt{f'_c}$	$2.7/\sqrt{f'_c}$	$E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$
150	11.39	12.99	19.60	22.05	23.28	24.50	25.73	33.08	184.936
200	13.15	14.99	22.62	25.45	26.87	28.28	29.69	38.18	213.546
250	14.70	16.76	25.30	28.46	30.04	31.62	33.20	42.69	238.752
300	16.11	18.36	27.71	31.18	32.91	34.64	36.37	46.76	261.540
350	17.40	19.83	29.94	33.68	35.55	37.42	39.29	50.52	282.495
400	18.60	21.20	32.00	36.00	38.00	40.00	42.00	54.00	302.000



T A B L A 4.2

NO RESISTENTE A SISMO

f_y	f'_c	β_1	$\frac{f_y}{f'_c}$	VALORES DE j_u y ϕR_u				ρ_{\min}	
				ρ	q	j_u	ϕR_u	Losas	Vigas
2800 kg/cm ²	150	0.85	18.66	0.0268	0.500	0.705	47.59	0.0020	0.0050
	200	0.85	14.00	0.0357	0.500	0.705	63.45		
	250	0.85	11.20	0.0447	0.500	0.705	79.31		
	300	0.84	9.33	0.0530	0.500	0.705	95.18		
	350	0.80	8.00	0.0588	0.470	0.723	107.00		
	400	0.76	7.00	0.0639	0.447	0.736	118.44		
4200 kg/cm ²	150	0.85	28.00	0.0155	0.434	0.744	43.59	0.0018	0.0033
	200	0.85	21.00	0.0206	0.433	0.745	58.07		
	250	0.85	16.80	0.0258	0.433	0.745	72.58		
	300	0.84	14.00	0.0306	0.428	0.747	86.23		
	350	0.80	12.00	0.0340	0.408	0.759	97.55		
	400	0.76	10.50	0.0369	0.387	0.772	107.56		



T A B L A 4.2 (continuación)

RESISTENTES A SISMO

para: $\rho_{\max} = 0.50 \rho_b$ y $\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$

f_y	f'_c	β_1	$\frac{f_y}{f'_c}$	VALORES DE j_u y ϕR_u							
				$\rho_{\max} = 0.50 \rho_b$				$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$			
				ρ	q	j_u	ϕR_u	ρ	q	j_u	ϕR_u
2800 kg/cm ²	150	0.85	18.66								
	200	0.85	14.00	0.0179	0.250	0.853	38.39	0.0250	0.350	0.794	50.02
	250	0.85	11.20	0.0223	0.250	0.853	47.98	0.0250	0.280	0.835	52.60
	300	0.84	9.33	0.0250	0.233	0.863	54.29	0.0250	0.233	0.863	54.29
	350	0.80	8.00	0.0250	0.200	0.882	55.57	0.0250	0.200	0.882	55.57
	400	0.76	7.00	0.0250	0.175	0.897	56.51	0.0250	0.175	0.897	56.51
4200 kg/cm ²	150	0.85	28.00								
	200	0.85	21.00	0.0103	0.217	0.872	34.06	0.0155	0.325	0.808	47.27
	250	0.85	16.80	0.0129	0.217	0.872	42.58	0.0194	0.325	0.808	59.09
	300	0.84	14.00	0.0153	0.214	0.874	50.50	0.0230	0.321	0.811	70.29
	350	0.80	12.00	0.0170	0.204	0.880	56.55	0.0250	0.300	0.823	77.74
	400	0.76	10.50	0.0185	0.194	0.886	61.86	0.0250	0.263	0.845	80.01

Para las zonas sísmicas se tomó un valor de $\rho_{\max} = 0.025$ (según Cap. 18) y $f'_c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$



T A B L A 4.2 (continuación)

RESISTENTES A SISMO

para: $q=0.18$ y $q=0.20$

f_y	f'_c	β_1	$\frac{f_y}{f'_c}$	VALORES DE j_u y ϕR_u							
				$q = 0.18$ (para no chequear flecha)				$q = 0.20$ (para no chequear flecha)			
				ρ	q	j_u	ϕR_u	ρ	q	j_u	ϕR_u
2800 kg/cm ²	150	0.85	18.66								
	200	0.85	14.00	0.013		0.894	28.96	0.014		0.882	31.75
	250	0.85	11.20	0.016		0.894	36.20	0.018		0.882	39.69
	300	0.84	9.33	0.019	0.18	0.894	43.44	0.021	0.20	0.882	47.63
	350	0.80	8.00	0.023		0.894	50.68	0.025		0.882	55.57
	400	0.76	7.00	0.025	0.175	0.897	56.51	0.025	0.175	0.897	56.51
4200 kg/cm ²	150	0.85	28.00								
	200	0.85	21.00	0.009		0.894	28.96	0.010		0.882	31.75
	250	0.85	16.80	0.011	0.18	0.894	36.20	0.012	0.20	0.882	39.69
	300	0.84	14.00	0.013		0.894	43.44	0.014		0.882	47.63
	350	0.80	12.00	0.015		0.894	50.63	0.017		0.882	55.57
	400	0.76	10.50	0.017		0.894	57.92	0.019		0.882	63.50

Para las zonas sísmicas se tomó un valor de $\rho_{\max} = 0.025$ (según Cap. 18) y $f'_c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$



En las tablas siguientes se dan los valores necesarios para proyectar una sección rectangular de concreto armado sometida a flexión y de acuerdo a las siguientes expresiones:

1. Secciones Simplemente Armadas:

$$M_u = \phi R_u b d^2$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j_u d}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b d} = \frac{V_c + V_s}{\phi b d} = 0.53 \sqrt{f'_c} + \frac{A_v f_y}{s.b} \quad (\text{ver tablas})$$

2. Secciones Doblemente Armadas:

$$M_u = \phi [(A_s - A'_s) f_y j_u d + A'_s f_y (d - d')]$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j_u d} + \frac{M_u - M'_u}{\phi f_y (d - d')}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b d} = \frac{V_c + V_s}{\phi b d} = 0.53 \sqrt{f'_c} + \frac{A_s f_y}{s.b} \quad (\text{ver tablas})$$

Los valores que se dan en las tablas son:

$$\phi R_u b d^2 \quad \text{en} \quad \text{kg} - \text{m}$$

$$\phi f_y j_u d \quad \text{en} \quad \text{kg-m/cm}^2$$

$$\phi f_y (d - d') \quad \text{en} \quad \text{kg-m/cm}^2$$

$$\phi b d \quad \text{en} \quad \text{cm}^2$$

y para varias calidades de concreto, acero y cuantía:

Concretos de: $f'_c = 150, 200, 250, 300, 350$ y 400 kg/cm^2

Aceros de: $f_y = 2800 \text{ y } 4200 \text{ kg/cm}^2$

Cuantía : $q = 0.18$ y 0.20 .

TABLE 4.3

[illegible]

TABLE 4.4

f'c = 200 kg/cm ²										q = 0.18										Ju = 0.94										φ = 0.90										Ru = 28.96																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
MOMENTO RESISTENTE										φ _{red} 2										φ _{red} 2										φ _{red} 2										φ _{red} 2																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
b										c _a										c _d										c _a										c _d																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
h										d										h										d										h																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
cm										cm										cm										cm										cm																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
10										15										20										25										30										35										40										45										50										55										60										65										70										75										80										85										90										95										100																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
184										156										280										261										313										365										417										469										521										573										626										678										730										782										834										886										938										990										1042										1094										1146										1198										1250										1302										1354										1406										1458										1510										1562										1614										1666										1718										1770										1822										1874										1926										1978										2030										2082										2134										2186										2238										2290										2342										2394										2446										2498										2550										2602										2654										2706										2758										2810										2862										2914										2966										3018										3070										3122										3174										3226										3278										3330										3382										3434										3486										3538										3590										3642										3694										3746										3798										3850										3902										3954										4006										4058										4110										4162										4214										4266										4318										4370										4422										4474										4526										4578										4630										4682										4734										4786										4838										4890										4942										4994										5046										5098										5150										5202										5254										5306										5358										5410										5462										5514										5566										5618										5670										5722										5774										5826										5878										5930										5982										6034										6086										6138										6190										6242										6294										6346										6398										6450										6502										6554										6606										6658										6710										6762										6814										6866										6918										6970										7022										7074										7126										7178										7230										7282										7334										7386										7438										7490										7542										7594										7646										7698										7750										7802										7854										7906										7958										8010										8062										8114										8166										8218										8270										8322										8374										8426										8478										8530										8582										8634										8686										8738										8790										8842										8894										8946										8998										9050										9102										9154										9206										9258										9310										9362										9414										9466										9518										9570										9622										9674										9726										9778										9830										9882										9934										9986										10038										10090										10142										10194										10246										10298										10350										10402										10454										10506										10558										10610										10662										10714										10766										10818										10870										10922										10974										11026										11078										11130										11182										11234										11286										11338										11390										11442										11494										11546										11598										11650										11702										11754										11806										11858										11910										11962										12014										12066										12118										12170										12222										12274										12326										12378										12430										12482										12534										12586										12638										126									

T A B L E 4.5

[illegible]

TABLA 4.6

d'		b		d		h		c		h		c	
		cm	in	cm	in	cm	in	cm	in	cm	in	cm	in
f'c = 3020 kg/cm ² q = 0.18 Ju = 0.894 φ = 0.90 Ru = 43.44													
ARMADURA													
MOMENTO RESISTENTE - GRUPO 2 f _{yk} = 2800 kg/cm ² f _{yk} = 4200 kg/cm ²													
[kg-m]													
d'	h	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2	18	15	12	10	8	6	5	4	3	2	1	0	0
3	28	25	22	19	16	13	11	9	7	5	4	3	2
4	38	35	32	29	26	23	20	17	14	11	9	7	5
5	48	45	42	39	36	33	30	27	24	21	18	15	12
6	58	55	52	49	46	43	40	37	34	31	28	25	22
7	68	65	62	59	56	53	50	47	44	41	38	35	32
8	78	75	72	69	66	63	60	57	54	51	48	45	42
9	88	85	82	79	76	73	70	67	64	61	58	55	52
10	98	95	92	89	86	83	80	77	74	71	68	65	62
11	108	105	102	99	96	93	90	87	84	81	78	75	72
12	118	115	112	109	106	103	100	97	94	91	88	85	82
13	128	125	122	119	116	113	110	107	104	101	98	95	92

TABLA 4.7

d'		b		d		h		c		h		c	
		cm	in	cm	in	cm	in	cm	in	cm	in	cm	in
f'c = 3500 kg/cm ² q = 0.18 Ju = 0.894 φ = 0.90 Ru = 50.68													
ARMADURA													
MOMENTO RESISTENTE - GRUPO 2 f _{yk} = 2800 kg/cm ² f _{yk} = 4200 kg/cm ²													
[kg-m]													
d'	h	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2	18	15	12	10	8	6	5	4	3	2	1	0	0
3	28	25	22	19	16	13	11	9	7	5	4	3	2
4	38	35	32	29	26	23	20	17	14	11	9	7	5
5	48	45	42	39	36	33	30	27	24	21	18	15	12
6	58	55	52	49	46	43	40	37	34	31	28	25	22
7	68	65	62	59	56	53	50	47	44	41	38	35	32
8	78	75	72	69	66	63	60	57	54	51	48	45	42
9	88	85	82	79	76	73	70	67	64	61	58	55	52
10	98	95	92	89	86	83	80	77	74	71	68	65	62
11	108	105	102	99	96	93	90	87	84	81	78	75	72
12	118	115	112	109	106	103	100	97	94	91	88	85	82
13	128	125	122	119	116	113	110	107	104	101	98	95	92

TABLA 4.8

		$f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$												$q = 0.18$												$J_u = 0.894$												$\phi = 0.90$		$R_u = 57.92$																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																		
		MOMENTO RESISTENTE $\phi R_{ubd}^2 \text{ [kg-m]}$												ARMADURA																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
d' cm	d cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	ϕf_{yud} $\phi f_y(c-d')$	ϕf_{yud} $\phi f_y(d-c')$																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
2	12	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	ϕf_{yud} $\phi f_y(c-d')$	ϕf_{yud} $\phi f_y(d-c')$																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
3	15	834	1251	1668	2085	2502	2919	3336	3753	4170	4587	5004	5421	5838	6255	6672	278	227	485	348	15	17	14	12	10	8	6	5	4	3	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

TABLA 4.9

		$f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$												$q = 0.20$		$J_u = 0.882$												$\phi = 0.90$		$R_u = 23.81$																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
		MOMENTO RESISTENTE $\phi R_{ubd}^2 \text{ [kg-m]}$												ARMADURA																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
d' cm	d cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $\phi f_y(d-c')^2$	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $\phi f_y(d-c')^2$																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
2	8	86	129	171	214	257	300	343	386	429	472	514	557	600	643	686	133	181	260	151	8																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					

T A B L A 4.10

f'c = 200 kg/cm ²		q = 0.20										q = 0.30										q = 0.40										q = 0.50										q = 0.60										q = 0.70										q = 0.80										q = 0.90										q = 1.00										q = 1.10										q = 1.20										q = 1.30										q = 1.40										q = 1.50										q = 1.60										q = 1.70										q = 1.80										q = 1.90										q = 2.00										q = 2.10										q = 2.20										q = 2.30										q = 2.40										q = 2.50										q = 2.60										q = 2.70										q = 2.80										q = 2.90										q = 3.00										q = 3.10										q = 3.20										q = 3.30										q = 3.40										q = 3.50										q = 3.60										q = 3.70										q = 3.80										q = 3.90										q = 4.00										q = 4.10										q = 4.20										q = 4.30										q = 4.40										q = 4.50										q = 4.60										q = 4.70										q = 4.80										q = 4.90										q = 5.00										q = 5.10										q = 5.20										q = 5.30										q = 5.40										q = 5.50										q = 5.60										q = 5.70										q = 5.80										q = 5.90										q = 6.00										q = 6.10										q = 6.20										q = 6.30										q = 6.40										q = 6.50										q = 6.60										q = 6.70										q = 6.80										q = 6.90										q = 7.00										q = 7.10										q = 7.20										q = 7.30										q = 7.40										q = 7.50										q = 7.60										q = 7.70										q = 7.80										q = 7.90										q = 8.00										q = 8.10										q = 8.20										q = 8.30										q = 8.40										q = 8.50										q = 8.60										q = 8.70										q = 8.80										q = 8.90										q = 9.00										q = 9.10										q = 9.20										q = 9.30										q = 9.40										q = 9.50										q = 9.60										q = 9.70										q = 9.80										q = 9.90										q = 10.00										q = 10.10										q = 10.20										q = 10.30										q = 10.40										q = 10.50										q = 10.60										q = 10.70										q = 10.80										q = 10.90										q = 11.00										q = 11.10										q = 11.20										q = 11.30										q = 11.40										q = 11.50										q = 11.60										q = 11.70										q = 11.80										q = 11.90										q = 12.00										q = 12.10										q = 12.20										q = 12.30										q = 12.40										q = 12.50										q = 12.60										q = 12.70										q = 12.80										q = 12.90										q = 13.00										q = 13.10										q = 13.20										q = 13.30										q = 13.40										q = 13.50										q = 13.60										q = 13.70										q = 13.80										q = 13.90										q = 14.00										q = 14.10										q = 14.20										q = 14.30										q = 14.40										q = 14.50										q = 14.60										q = 14.70										q = 14.80										q = 14.90										q = 15.00										q = 15.10										q = 15.20										q = 15.30										q = 15.40										q = 15.50										q = 15.60										q = 15.70										q = 15.80										q = 15.90										q = 16.00										q = 16.10										q = 16.20										q = 16.30										q = 16.40										q = 16.50										q = 16.60										q = 16.70										q = 16.80										q = 16.90										q = 17.00										q = 17.10										q = 17.20										q = 17.30										q = 17.40										q = 17.50										q = 17.60										q = 17.70										q = 17.80										q = 17.90										q = 18.00										q = 18.10										q = 18.20										q = 18.30										q = 18.40										q = 18.50										q = 18.60										q = 18.70										q = 18.80										q = 18.90										q = 19.00										q = 19.10										q = 19.20										q = 19.30										q = 19.40										q = 19.50										q = 19.60										q = 19.70										q = 19.80										q = 19.90										q = 20.00										q = 20.10										q = 20.20										q = 20.30										q = 20.40										q = 20.50										q = 20.60										q = 20.70										q = 20.80										q = 20.90										q = 21.00										q = 21.10										q = 21.20										q = 21.30										q = 21.40										q = 21.50										q = 21.60										q = 21.70										q = 21.80										q = 21.90										q = 22.00										q = 22.10										q = 22.20										q = 22.30										q = 22.40										q = 22.50										q = 22.60										q = 22.70										q = 22.80										q = 22.90										q = 23.00										q = 23.10										q = 23.20									
------------------------------	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

TABLE 4.11

[illegible]

T A B L A 4.12

[illegible]

TABLE 4.13

[illegible]

T A B L E 4.14

[illegible]

MANUAL PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA EDIFICACIONES



TABLE 4.15

h	b		φb d cm ²															φ ≤ 0.85				
	cm	d cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	h				
6	6	51	77	182	128	153	179	204	230	255	281	306	332	357	383	408	8					
10	6	68	182	136	178	204	238	272	306	340	374	408	442	476	510	544	10					
12	10	85	128	178	213	255	298	340	383	425	468	510	553	595	638	680	12					
15	12	182	153	204	255	306	357	408	459	510	561	612	663	714	765	816	15					
17	14	119	179	238	297	357	417	476	536	595	655	714	774	833	893	952	17					
18	15	128	191	255	319	383	446	510	574	638	701	765	829	893	956	1020	18					
20	17	145	217	289	361	434	506	578	650	723	795	867	939	1012	1084	1156	20					
22	19	162	242	323	404	485	565	646	727	808	888	969	1050	1131	1211	1292	22					
25	22	187	281	374	468	561	655	748	842	935	1029	1122	1216	1309	1403	1496	25					
30	27	238	344	459	574	689	803	918	1033	1148	1262	1377	1492	1607	1721	1836	30					
35	30	285	404	529	654	779	904	1029	1154	1279	1404	1529	1654	1779	1904	2029	35					
40	35	338	474	609	744	879	1014	1149	1284	1419	1554	1689	1824	1959	2094	2229	40					
45	40	388	534	679	824	969	1114	1259	1404	1549	1694	1839	1984	2129	2274	2419	45					
50	45	438	594	739	884	1029	1174	1319	1464	1609	1754	1899	2044	2189	2334	2479	50					
55	50	488	644	789	934	1079	1224	1369	1514	1659	1804	1949	2094	2239	2384	2529	55					
60	55	538	694	839	984	1129	1274	1419	1564	1709	1854	1999	2144	2289	2434	2579	60					
65	60	588	744	889	1034	1179	1324	1469	1614	1759	1904	2049	2194	2339	2484	2629	65					
70	65	638	794	939	1084	1229	1374	1519	1664	1809	1954	2099	2244	2389	2534	2679	70					
75	70	688	844	989	1134	1279	1424	1569	1714	1859	2004	2149	2294	2439	2584	2729	75					
80	75	738	894	1039	1184	1329	1474	1619	1764	1909	2054	2199	2344	2489	2634	2779	80					
85	80	788	944	1089	1234	1379	1524	1669	1814	1959	2104	2249	2394	2539	2684	2829	85					
90	85	838	994	1139	1284	1429	1574	1719	1864	2009	2154	2299	2444	2589	2734	2879	90					
95	90	888	1044	1189	1334	1479	1624	1769	1914	2059	2204	2349	2494	2639	2784	2929	95					
100	95	938	1094	1239	1384	1529	1674	1819	1964	2109	2254	2399	2544	2689	2834	2979	100					
105	100	988	1144	1289	1434	1579	1724	1869	2014	2159	2304	2449	2594	2739	2884	3029	105					
110	105	1038	1194	1339	1484	1629	1774	1919	2064	2209	2354	2499	2644	2789	2934	3079	110					
115	110	1088	1244	1389	1534	1679	1824	1969	2114	2259	2404	2549	2694	2839	2984	3129	115					
120	115	1138	1294	1439	1584	1729	1874	2019	2164	2309	2454	2599	2744	2889	3034	3179	120					



SECCIONES SOMETIDAS A FLEXION

PROYECTAR LA SECCION CENTRAL DE UNA VIGA
SIMPLEMENTE APOYADA

DATOS :

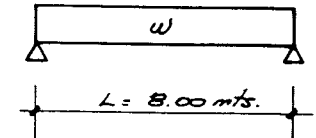
$$w_p = 1.200 \text{ K/ml}$$

$$w_v = 1.800 \text{ K/ml}$$

$$L = 8.00 \text{ mts.}$$

$$f'_c = 250 \text{ K/cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cms.}$$



A - POR FORMULAS

A-1) SE HALLA LA CARGA ULTIMA

$$W_u = 1.4 w_p + 1.7 w_v$$

$$W_u = 1.4 (1.200) + 1.7 (1.800)$$

$$W_u = 4740 \text{ K/ml.}$$

A-2) SE HALLA EL MOMENTO ULTIMO

$$M_u = \frac{W_u \times L^2}{8} = \frac{4740 \times 8^2}{8} = 37920 \text{ K/mt.}$$

A-3) SE UBICA LA TABLA DE "SECCIONES RECTANGULARES
DE CONCRETO ARMADO SOMETIDAS A FLEXION"
CORRESPONDIENTE A $f'_c = 250 \text{ K/cm}^2$

A-4) EN LA TABLA N° 4.5, ENTRANDO CON EL VALOR
DE $b = 30 \text{ cms.}$ Y MOMENTO RESISTENTE MAYOR
O IGUAL A 37920 K/mt. , EN ESTE CASO 39095 K/mt.
SE OBTIENE UNA ALTURA $h = 65 \text{ cms.}$
LA SECCION TENDRA UNAS DIMENSIONES DE 30×65



ASPECTOS GENERALES

Se sabe que un elemento dúctil es aquel que puede sufrir deformaciones grandes en el rango plástico antes de alcanzar la rotura.

Las estructuras constituidas por elementos dúctiles presentan ventajas como las siguientes: mayor capacidad de absorción de energía en caso de sismos y reducción de las fuerzas inerciales producidas por dicho fenómeno; posibilidad de mejor adaptación a asentamientos de apoyos y a impactos o sobrecargas no consideradas en el análisis; en caso de falla, esta no es instantánea sino progresiva, dando tiempo a tomar precauciones para proteger a las personas ocupantes de la construcción.

MEDIDA DE LA DUCTILIDAD DE VIGAS

Se acostumbra medir la ductilidad de las vigas mediante la expresión:

$$D = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

que desarrollada conduce a:

$$D = \frac{6300 \beta_1 (1 - k)}{(\rho - \rho')} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y^2}$$

TABLAS PARA DISEÑO DE VIGAS DÚCTILES

Se acompañan tablas de los valores de ρ (o $\rho - \rho'$) y de q que deben emplearse en el diseño del refuerzo metálico de las vigas para tener una ductilidad de 4, 5, 6 o 7 respectivamente, en función de la calidad de los materiales f_y y f'_c .

Se incluye una tabla auxiliar del valor B

$$B = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{d_c}{d} \right) \frac{6300}{6300 - f_y}$$



que permite determinar si el acero de compresión ha sobrepasado o no el límite elástico, lo cual es de interés para calcular la ductilidad. Si $\rho - \rho'$ es mayor que B se sabe que: $f'_s \geq f_y$.

NOTACION

D = ductilidad

ϕ_u = deformación rotacional en la rotura

ϕ_y = deformación rotacional cuando el acero alcanza el límite elástico.

n = relación modular: $(n = \frac{E_s}{E_c})$

BIBLIOGRAFIA

- Mark, Fintel
"Handbook of Concrete Engineering".
Ed Van Nostrand Reinhold Company - New York - 1974.
- J. Ferry Borges y A. Ravara
"Earthquake Engineering"
Laboratorio Nacional de Engenharia Civil - Lisboa - 1969.



TABLA N° 4.16

PORCENTAJES DE REFUERZO QUE CONDUCE A UNA
DUCTILIDAD DETERMINADA

f _y	f' _c	D = 4		D = 5		D = 6		D = 7		n
		$\frac{\rho}{(\rho - \rho')}$	q	$\frac{\rho}{(\rho - \rho')}$	q	$\frac{\rho}{(\rho - \rho')}$	q	$\frac{\rho}{(\rho - \rho')}$	q	
2.800	150	0.0128	0.240	0.0107	0.200	0.0092	0.170	0.0081	0.150	11.25
	200	0.0165	0.230	0.0139	0.190	0.0120	0.168	0.0106	0.148	9.80
	250	0.0200	0.224	0.0168	0.188	0.0145	0.162	0.0128	0.143	9.10
	300	0.0235	0.219	0.0197	0.184	0.0171	0.160	0.0151	0.141	8.03
	350	0.0260	0.200	0.0218	0.174	0.0189	0.151	0.0167	0.134	7.40
4.200	400	0.0280	0.196	0.0236	0.165	0.0204	0.143	0.0180	0.126	7.00
	150	0.0066	0.185	0.0055	0.154	0.0047	0.132	0.0041	0.115	11.25
	200	0.0086	0.181	0.0072	0.151	0.0061	0.128	0.0053	0.111	9.80
	250	0.0105	0.176	0.0087	0.146	0.0075	0.126	0.0065	0.109	9.10
	300	0.0123	0.172	0.0102	0.143	0.0088	0.123	0.0077	0.108	8.03
	350	0.0136	0.163	0.0113	0.136	0.0097	0.116	0.0085	0.102	7.40
	400	0.0147	0.154	0.0122	0.128	0.0105	0.110	0.0095	0.100	7.00

NOTA: CON ($\rho - \rho'$) SE OBTIENEN
VALORES APROXIMADOS. _



TABLA N° 4.17

TABLA PARA CONTROL DE f'_s EN EL CALCULO DE LA
DUCTILIDAD POR MEDIO DEL INDICADOR B. _

$$B = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{d_c}{d} \times \frac{6.300}{6.300 - f_y}$$

f _y	f' _c	B
2.800	200	0.0357 x dc/d
	250	0.0446 x dc/d
	300	0.0532 x dc/d
	350	0.0588 x dc/d
	400	0.0642 x dc/d
4.200	200	0.0206 x dc/d
	250	0.0258 x dc/d
	300	0.0308 x dc/d
	350	0.0340 x dc/d
	400	0.0371 x dc/d

NOTA: SI $B \geq \rho - \rho'$ ENTONCES:

f'_s ≥ f_y Y SE DEBE TOMAR

f'_s = f_y

SI $B < \rho - \rho'$ ENTONCES f'_s < f_y

Y SU VALOR DEBE SER EVALUADO POR LOS
METODOS ORDINARIOS DE CALCULO. _

DUCTILIDAD

CALCULAR UNA VIGA CON UNA DUCTILIDAD NO INFERIOR A 6

DATOS: $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$
 $M_u = 70.000 \text{ Kg-m.}$ $b = 30$

1) DE LA TABLA # SE SELECCIONA EL VALOR:

$\rho - \rho' = 0.0075$ QUE CONDUCE A DUCTILIDAD $D = 6$
 CON LOS MATERIALES $f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$ Y $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

2) SE TRABAJARA CON $\rho' = 0.5 \rho$, CON LO CUAL SE TENDRA:
 $\rho - 0.5 \rho = 0.0075$ DE DONDE $\rho = 0.0150$ Y $\rho' = 0.0075$

RESULTA: $q = \rho \times \frac{f_y}{f'_c} = 0.0150 \times \frac{4200}{250} = 0.252$

3) SE CALCULAN j_u Y ϕR_u CON ESTE VALOR DE q :

$$j_u = 1 - 0.59q = 1 - 0.59 \times 0.252 = 0.851$$

$$\phi R_u = \phi q f'_c j_u = 0.90 \times 0.252 \times 0.851 = 48.25$$

4) SE CALCULA d_c

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u b}} = \sqrt{\frac{70.000}{48.25 \times 30}} = 69.5 \text{ cms.}$$

SE ADOPTA: $d = 70 \text{ cms.}$ $h = 75 \text{ cms.}$ 5) SE CALCULA EL VALOR DE A_s

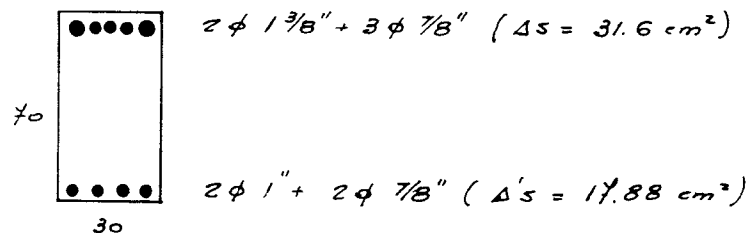
$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j_u d} = \frac{70.000}{0.90 \times 4.200 \times 0.851 \times 0.70} = 31.09 \text{ cm}^2$$



6) SE FIJA A'_s IGUAL A $0.50 A_s$ PARA TENER
 CAPACIDAD DE MOMENTO EN EL APOYO IGUAL
 A 50% DE LA CAPACIDAD DE MOMENTO NEGATIVO:

$$A'_s = 15.54 \text{ cm}^2$$

LA SECCION QUEDA ASI:



CON LO CUAL SE TIENE:

$$\rho = 0.0150$$

$$\rho' = 0.0075$$

$$\rho + \rho' = 0.0225$$

$$\rho - \rho' = 0.0065$$

7) SE CALCULARA LA DUCTILIDAD,
 PARA LO CUAL SE VERIFICARA SI: $f'_s \geq f_y$

DE LA TABLA # ENTRANDO CON $f_y = 4.200$ Y
 $f'_c = 250$ SE OBTIENE: $B = 0.0258 d_c/d$

$$B = 0.0258 \times \frac{5}{70} = 0.00184$$

COMO $\rho - \rho' = 0.0065$ Y ESTE VALOR ES MAYOR
 DE 0.00184 SE CONCLUYE EN QUE $f'_s > f_y$
 POR TANTO SE TRABAJARA CON $f'_s = f_y$



8) SE CALCULA EL VALOR DE k :

$$k = \sqrt{(p+p')^2 n^2 + 2 \left(p + p' \frac{d_c}{d} \right) n} - (p+p') n$$

$$k = \sqrt{0.0235^2 \times 9.1^2 + 2 \left(0.0150 + 0.0085 \frac{5}{70} \right) 9.1} - 0.0235 \times 9.1$$

$$k = 0.360$$

9) SE CALCULA EL VALOR DE D POR LA EXPRESION :

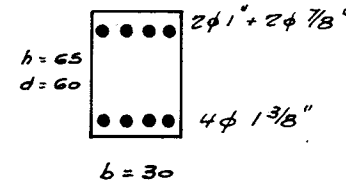
$$D = \frac{6.300 \beta_1 (1-k)}{p-p'} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y^2}$$

$$D = \frac{6.300 \times 0.85 (1-0.360) \times 0.85 \times 250}{0.0065 \times 4.200^2} = 6.35$$



DUCTILIDAD

CALCULAR LA DUCTILIDAD DE LA VIGA INDICADA
EL CALCULO SE HARA POR FORMULAS



DATOS:

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ " "}$$

$$n = 12$$

$$p = 0.0222$$

$$p' = 0.0099$$

$$p+p' = 0.0321$$

1) SE DETERMINARA SI $f'_s \geq f_y$, LO CUAL OCURRIRA SI:

$$p - p' \geq 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{d_c}{d} \right) \frac{6.300}{6.300 - f_y}$$

$$p - p' = 0.0222 - 0.0099 = 0.0123$$

$$0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{d_c}{d} \right) \frac{6.300}{6.300 - f_y} = 0.85^2 \times \frac{250}{4.200} \times \frac{5}{60} \times$$

$$\times \frac{6.300}{6.300 + 4.200} = 0.00215 < 0.0123$$

POR TANTO $f'_s \geq f_y$ Y SE TOMARA $f'_s = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$

2) CALCULO DE α

COMO $f'_s \geq f_y$ PUEDE CALCULARSE α POR LA EXPRESION

$$\alpha = \frac{(p-p') d f_y}{0.85 f'_c} = \frac{0.0123 \times 60 \times 4.200}{0.85 \times 250} = 14.59$$

3) CALCULO DE ϕ_u

$$\phi_u = \frac{0.003 \beta_1}{\alpha} = \frac{0.003 \times 0.85}{14.59} = 0.0001748$$

4) CALCULO DE K

$$K = \sqrt{(\rho - \rho') n^2 + \left(\rho + \rho' \frac{d_e}{d} \right) n} - (\rho + \rho') n$$

$$K = \sqrt{0.0321^2 \times 12^2 + 2 \left(0.0222 + 0.0099 \frac{5}{12} \right) 12} - 0.0321 \times 12$$

$$K = 0.4181$$

5) CALCULO DE ϕ_y

$$\phi_y = \frac{E_y}{d(1-K)} = \frac{0.002}{60(1-0.4520)} = 0.0000608$$

6) CALCULO DE LA DUCTILIDAD

$$D = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{0.0001748}{0.0000608} = 3.05$$

SE OBSERVA QUE LA DUCTILIDAD ES MUY BAJA, ESTO SE DEBE A QUE SE USO UN PORCENTAJE DE ACERO MUY ALTO. -

CAPITULO

5

*Diseño de Secciones
Sometidas a Flexo-Compresión*





ASPECTOS GENERALES

Los elementos sometidos a flexocompresión se han calculado habitualmente por medio de diagramas de interacción relativamente abundantes en la literatura técnica. En este trabajo se ha incorporado un pequeño grupo de tablas para las columnas más frecuentemente utilizadas, como son las secciones rectangulares con valores de g comprendidas entre 0.6 y 0.9.

Dichas tablas son adimensionales para ampliar su rango de aplicación.

TABLAS

En las tablas siguientes se dan los valores necesarios para diseñar una sección rectangular de concreto armado sometida a flexocompresión.

El método utilizado en la elaboración de las tablas, corresponde a un algoritmo matemático de flexocompresión uniaxial el cual considera las siguientes hipótesis:

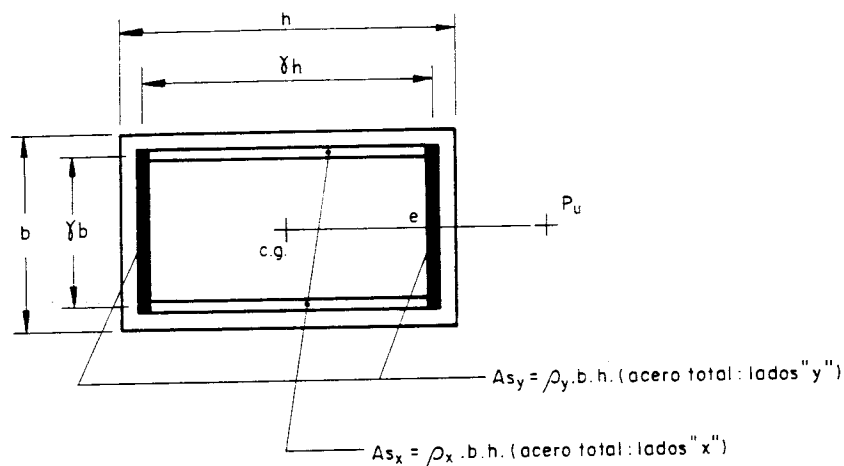
- 1) La sección de concreto siempre se mantiene plana.
- 2) Los momentos últimos están referidos al centro de gravedad de la sección.
- 3) El acero se supone con una distribución continua (laminar) a lo largo de cada cara.
- 4) La deformación unitaria del concreto en el momento de la rotura es igual a 0.003.
- 5) El esfuerzo máximo del acero es igual a f_y . Cuando éste entra en fluencia no se produce mayor esfuerzo.
- 6) El factor de minoración de resistencias (ϕ) es igual a 0.7.
- 7) La compresión máxima que puede alcanzar el concreto es el 80 % de su capacidad a compresión dura.
- 8) El módulo de elasticidad del acero es de 2.100.000 kg/cm².

NOTA:

El único efecto no considerado en el cálculo concierne al desalzo de concreto debido a la penetración de las barras de acero. En consecuencia se efectuó una comparación con las tablas de A.C.I., donde la máxima diferencia encontrada es de un 4.2 % de momento último.



DISTRIBUCIÓN DEL ACERO:



1) Se tienen:

$$\begin{matrix} P_u \\ M_u \end{matrix}$$

2) Se calcula:

$$\gamma_h = \frac{h-2r}{h} ; \quad \gamma_b = \frac{b-2r}{b}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f'_c \cdot b \cdot h^2}$$

$$v = \frac{P_u}{f'_c \cdot b \cdot h}$$

NOTA:

Es muy importante tomar el verdadero valor de γ ya que una pequeña variación del mismo puede conducir a un aumento del porcentaje de acero de un 0.5%.

3) Se entra a las tablas con los valores de f'_c , f_y y se escoge la relación entre A_{s_x} y A_{s_y} deseada.

4) Para valores de μ , v y el valor de γ escogido, se obtiene el porcentaje total de acero ρ .

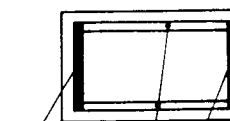
5) Luego: $A_{s_x} = \rho_x \cdot b \cdot h$

$$A_{s_y} = \rho_y \cdot b \cdot h$$



Se incluyen las siguientes tablas correspondientes a los materiales y porcentajes de acero indicadas:

Tabla N°	f'_c kg/cm ²	f_y kg/cm ²	Porcentajes Totales de Acero	
			Lados "x"	Lados "y"
5. 1	200	4200	30 %	70 %
5. 2			40 %	60 %
5. 3			50 %	50 %
5. 4			60 %	40 %
5. 5			70 %	30 %
5. 6	250	4200	30 %	70 %
5. 7			40 %	60 %
5. 8			50 %	50 %
5. 9			60 %	40 %
5.10			70 %	30 %
5.11	300	4200	30 %	70 %
5.12			40 %	60 %
5.13			50 %	50 %
5.14			60 %	40 %
5.15			70 %	30 %
5.16	350	4200	30 %	70 %
5.17			40 %	60 %
5.18			50 %	50 %
5.19			60 %	40 %
5.20			70 %	30 %



A_{s_y} — variable de 70% a 30%

A_{s_x} — variable de 30% a 70%

p	γ	Valores de $\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$																
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
1.0	0.6	.055	.070	.083	.094	.102	.105	.103	.100	.095	.079	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.058	.075	.089	.101	.109	.114	.111	.106	.100	.082	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.061	.080	.096	.108	.116	.120	.119	.113	.106	.086	---	---	---	---	---	---	---
	0.9	.066	.086	.102	.114	.122	.127	.127	.120	.112	.091	---	---	---	---	---	---	---
1.5	0.6	.077	.091	.103	.112	.119	.120	.118	.115	.110	.095	.073	---	---	---	---	---	---
	0.7	.083	.098	.112	.123	.131	.135	.131	.125	.118	.101	.077	---	---	---	---	---	---
	0.8	.090	.107	.122	.133	.141	.144	.142	.135	.127	.108	.082	---	---	---	---	---	---
	0.9	.098	.117	.132	.143	.150	.154	.155	.146	.137	.115	.087	---	---	---	---	---	---
2.0	0.6	.098	.111	.121	.130	.136	.136	.133	.129	.125	.111	.091	.064	---	---	---	---	---
	0.7	.107	.122	.134	.144	.152	.155	.150	.144	.136	.120	.098	.069	---	---	---	---	---
	0.8	.118	.134	.149	.159	.165	.168	.166	.162	.158	.149	.129	.105	.074	---	---	---	---
	0.9	.130	.147	.161	.171	.178	.181	.182	.172	.162	.140	.113	.079	---	---	---	---	---
2.5	0.6	.118	.130	.139	.147	.153	.152	.148	.144	.140	.126	.108	.085	---	---	---	---	---
	0.7	.131	.145	.156	.166	.173	.176	.171	.163	.155	.138	.118	.092	---	---	---	---	---
	0.8	.146	.161	.175	.184	.190	.192	.190	.181	.171	.151	.128	.099	---	---	---	---	---
	0.9	.162	.177	.190	.199	.206	.209	.209	.199	.188	.164	.138	.107	---	---	---	---	---
3.0	0.6	.138	.148	.157	.165	.170	.168	.164	.160	.155	.141	.125	.103	.076	---	---	---	---
	0.7	.154	.167	.178	.187	.194	.197	.191	.183	.174	.157	.137	.113	.083	---	---	---	---
	0.8	.173	.188	.201	.209	.214	.216	.214	.204	.194	.173	.150	.123	.090	---	---	---	---
	0.9	.192	.207	.219	.228	.233	.236	.236	.226	.214	.190	.163	.134	.096	---	---	---	---
3.5	0.6	.157	.167	.175	.182	.187	.184	.180	.175	.170	.157	.140	.121	.097	---	---	---	---
	0.7	.178	.190	.200	.209	.216	.218	.211	.203	.194	.176	.156	.133	.106	---	---	---	---
	0.8	.200	.215	.226	.234	.238	.240	.232	.227	.217	.195	.172	.146	.116	---	---	---	---
	0.9	.223	.237	.248	.256	.261	.263	.263	.253	.241	.215	.189	.160	.127	---	---	---	---
4.0	0.6	.176	.185	.193	.199	.204	.200	.195	.190	.185	.173	.156	.138	.116	.069	---	---	---
	0.7	.200	.212	.222	.230	.237	.238	.232	.223	.214	.195	.175	.153	.128	.097	---	---	---
	0.8	.227	.241	.251	.258	.263	.264	.262	.251	.240	.218	.194	.169	.140	.107	---	---	---
	0.9	.253	.266	.276	.284	.288	.290	.290	.280	.267	.241	.215	.186	.154	.118	---	---	---
5.0	0.6	.213	.221	.228	.233	.237	.232	.227	.221	.216	.205	.188	.170	.151	.128	.101	---	---
	0.7	.245	.256	.265	.273	.279	.280	.273	.263	.253	.234	.214	.192	.169	.142	.112	---	---
	0.8	.281	.293	.302	.308	.311	.312	.310	.299	.287	.264	.240	.215	.187	.158	.124	---	---
	0.9	.312	.324	.333	.339	.343	.345	.344	.335	.321	.294	.267	.238	.207	.174	.137	---	---
6.0	0.6	.249	.256	.262	.267	.269	.264	.258	.253	.247	.236	.220	.203	.184	.163	.140	.113	---
	0.7	.290	.300	.309	.316	.321	.321	.314	.304	.294	.273	.253	.231	.208	.184	.157	.126	---
	0.8	.334	.344	.352	.357	.360	.360	.359	.347	.335	.310	.286	.260	.234	.205	.175	.141	---
	0.9	.371	.381	.389	.395	.398	.399	.398	.390	.376	.348	.319	.290	.260	.234	.205	.175	---

p	γ	Valores de $\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$																
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
1.0	0.6	.055	.070	.082	.092	.099	.102	.100	.098	.093	.078	---	---	---	---	---	---	TABLA 5.2
	0.7	.058	.074	.088	.099	.107	.111	.108	.104	.098	.081	---	---	---	---	---		
	0.8	.061	.079	.094	.105	.113	.117	.116	.110	.104	.085	---	---	---	---	---		
	0.9	.066	.085	.100	.111	.119	.123	.123	.117	.109	.089	---	---	---	---	---		
1.5	0.6	.077	.090	.101	.109	.115	.116	.114	.111	.107	.093	.072	---	---	---	---	---	
	0.7	.082	.097	.109	.119	.126	.130	.126	.121	.115	.099	.075	---	---	---	---		
	0.8	.089	.105	.119	.129	.136	.139	.137	.131	.123	.105	.080	---	---	---	---		
	0.9	.097	.114	.128	.138	.145	.148	.149	.141	.132	.112	.085	---	---	---	---		
2.0	0.6	.097	.108	.118	.126	.131	.131	.128	.125	.120	.107	.089	.063	---	---	---	---	
	0.7	.106	.119	.131	.140	.146	.149	.144	.138	.132	.116	.095	.067	---	---	---		
	0.8	.116	.131	.144	.153	.159	.161	.159	.152	.144	.125	.102	.072	---	---	---		
	0.9	.128	.143	.156	.165	.171	.174	.173	.165	.156	.135	.109	.077	---	---	---		
2.5	0.6	.116	.127	.135	.142	.146	.146	.142	.139	.134	.122	.105	.083	---	---	---	---	
	0.7	.129	.141	.151	.160	.166	.168	.163	.156	.149	.133	.114	.089	---	---	---		
	0.8	.143	.157	.169	.176	.181	.183	.181	.173	.164	.146	.124	.096	---	---	---		
	0.9	.158	.172	.183	.191	.196	.199	.198	.190	.180	.158	.134	.104	---	---	---		
3.0	0.6	.135	.144	.152	.158	.162	.160	.156	.152	.148	.136	.120	.100	.074	---	---	---	
	0.7	.151	.162	.172	.180	.185	.187	.182	.174	.167	.151	.132	.109	.081	---	---		
	0.8	.169	.183	.193	.200	.204	.206	.203	.195	.185	.166	.145	.119	.088	---	---		
	0.9	.187	.200	.210	.217	.222	.224	.223	.215	.205	.182	.158	.129	.095	---	---		
3.5	0.6	.152	.161	.168	.174	.177	.175	.171	.167	.162	.150	.135	.117	.094	---	---	---	
	0.7	.173	.183	.192	.200	.205	.206	.200	.193	.185	.168	.150	.129	.103	---	---		
	0.8	.195	.208	.216	.223	.226	.228	.226	.216	.207	.187	.165	.141	.112	---	---		
	0.9	.215	.227	.237	.244	.248	.249	.249	.241	.229	.206	.182	.154	.122	---	---		
4.0	0.6	.170	.178	.185	.189	.193	.189	.185	.181	.176	.165	.150	.133	.112	.086	---	---	
	0.7	.194	.204	.213	.220	.224	.225	.219	.211	.203	.186	.168	.147	.123	.095	---		
	0.8	.220	.232	.240	.246	.249	.250	.248	.238	.228	.208	.186	.163	.136	.104	---		
	0.9	.244	.255	.263	.270	.273	.275	.274	.266	.255	.231	.206	.179	.148	.114	---		
5.0	0.6	.204	.211	.217	.221	.223	.218	.214	.209	.204	.194	.179	.163	.145	.123	.096	---	
	0.7	.236	.245	.253	.259	.263	.263	.257	.248	.240	.222	.203	.184	.162	.137	.108		
	0.8	.271	.280	.287	.291	.294	.294	.294	.283	.272	.251	.229	.205	.180	.152	.123		
	0.9	.299	.309	.316	.321	.324	.325	.324	.318	.305	.280	.254	.228	.199	.167	.132		
6.0	0.6	.237	.243	.248	.252	.253	.248	.243	.238	.233	.222	.208	.193	.175	.156	.135	.109	
	0.7	.278	.286	.293	.298	.301	.301	.295	.286	.277	.258	.240	.220	.199	.176	.151	.122	
	0.8	.320	.327	.333	.337	.339	.339	.337	.327	.316	.294	.271	.248	.223	.197	.168	.136	
	0.9	.354	.362	.369	.373	.375	.376	.374	.369	.356	.330	.304	.277	.249	.219	.186	.150	

ρ	γ	Valores de $\lambda = \frac{P_u}{f_c b h}$																
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
1.0 %	0.6	.055	.068	.079	.087	.092	.094	.093	.091	.088	.074	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.057	.071	.083	.092	.098	.101	.099	.096	.092	.077	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.060	.075	.088	.097	.103	.106	.105	.101	.096	.080	---	---	---	---	---	---	---
1.5 %	0.6	.063	.079	.092	.102	.108	.111	.111	.107	.101	.083	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.075	.085	.094	.100	.104	.105	.103	.101	.098	.087	.068	---	---	---	---	---	---
	0.8	.085	.091	.101	.108	.113	.115	.112	.109	.105	.092	.071	---	---	---	---	---	---
2.0 %	0.6	.091	.104	.115	.123	.128	.131	.130	.125	.119	.102	.078	---	---	---	---	---	---
	0.7	.092	.100	.107	.112	.115	.115	.113	.111	.108	.098	.083	.059	---	---	---	---	---
	0.8	.099	.109	.118	.124	.128	.129	.126	.122	.117	.105	.088	.062	---	---	---	---	---
2.5 %	0.6	.116	.128	.138	.144	.149	.150	.149	.144	.137	.121	.099	.070	---	---	---	---	---
	0.7	.107	.115	.120	.124	.127	.126	.124	.121	.118	.109	.096	.076	---	---	---	---	---
	0.8	.118	.127	.134	.139	.142	.143	.140	.135	.130	.119	.103	.082	---	---	---	---	---
3.0 %	0.6	.130	.140	.147	.153	.156	.156	.155	.149	.143	.129	.111	.087	---	---	---	---	---
	0.7	.141	.151	.159	.165	.169	.170	.168	.163	.156	.139	.119	.093	---	---	---	---	---
	0.8	.151	.160	.166	.170	.173	.173	.171	.166	.159	.145	.128	.107	.068	---	---	---	---
3.5 %	0.6	.174	.181	.184	.188	.190	.190	.188	.182	.175	.161	.144	.125	.093	---	---	---	---
	0.7	.179	.184	.186	.188	.188	.189	.188	.183	.175	.158	.139	.115	.085	---	---	---	---
	0.8	.187	.195	.202	.206	.208	.208	.207	.203	.194	.177	.158	.135	.109	---	---	---	---
4.0 %	0.6	.210	.217	.222	.226	.228	.228	.226	.222	.214	.196	.177	.155	.130	---	---	---	---
	0.7	.202	.207	.211	.213	.214	.213	.209	.203	.197	.185	.172	.151	.140	.126	.109	.097	---
	0.8	.229	.234	.238	.240	.241	.240	.238	.232	.225	.210	.193	.172	.157	.141	.121	.106	---
5.0 %	0.6	.253	.259	.263	.266	.267	.267	.264	.261	.253	.235	.215	.195	.172	.156	.133	.106	---
	0.7	.242	.247	.250	.252	.252	.252	.250	.243	.235	.218	.198	.177	.162	.146	.126	.106	---
	0.8	.270	.273	.274	.275	.274	.274	.271	.266	.259	.243	.226	.209	.190	.170	.152	.132	.107
6.0 %	0.6	.304	.306	.306	.306	.306	.305	.303	.299	.293	.274	.254	.233	.212	.188	.161	.131	---
	0.7	.293	.297	.298	.298	.298	.297	.295	.291	.284	.266	.246	.227	.209	.190	.170	.146	.119
	0.8	.326	.328	.328	.328	.328	.327	.325	.321	.314	.296	.276	.257	.238	.219	.199	.179	.159

ρ	γ	Valores de $\lambda = \frac{P_u}{f_c b h}$																
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
1.0 %	0.6	.046	.062	.075	.087	.095	.098	.097	.094	.089	.072	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.048	.065	.080	.092	.101	.106	.103	.099	.093	.074	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.050	.069	.085	.098	.106	.111	.110	.105	.098	.077	---	---	---	---	---	---	---
1.5 %	0.6	.053	.074	.090	.103	.111	.116	.117	.110	.102	.081	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.064	.079	.091	.101	.108	.111	.109	.106	.101	.085	.061	---	---	---	---	---	---
	0.8	.068	.084	.098	.109	.118	.122	.119	.114	.107	.090	.064	---	---	---	---	---	---
2.0 %	0.6	.073	.091	.106	.118	.126	.130	.128	.122	.114	.095	.067	---	---	---	---	---	---
	0.7	.079	.099	.114	.125	.133	.138	.138	.130	.122	.100	.071	---	---	---	---	---	---
	0.8	.082	.095	.106	.115	.122	.124	.121	.118	.113	.098	.077	---	---	---	---	---	---
2.5 %	0.6	.088	.103	.116	.127	.135	.139	.135	.128	.122	.105	.081	---	---	---	---	---	---
	0.7	.096	.113	.127	.138	.146	.149	.147	.140	.131	.112	.086	---	---	---	---	---	---
	0.8	.105	.123	.137	.148	.156	.160	.160	.151	.142	.120	.092	---	---	---	---	---	---
3.0 %	0.6	.098	.111	.121	.130	.136	.136	.133	.129	.125	.111	.091	.064	---	---	---	---	---
	0.7	.107	.122	.134	.144	.152	.155	.150	.144	.136	.120	.098	.069	---	---	---	---	---
	0.8	.118	.134	.149	.159	.165	.168	.166	.158	.149	.129	.105	.074	---	---	---	---	---
3.5 %	0.6	.130	.147	.161	.171	.178	.181	.182	.172	.162	.140	.113	.079	---	---	---	---	---
	0.7	.144	.166	.186	.199	.204	.207	.204	.195	.185	.164	.141	.123	.080	---	---	---	---
	0.8	.156	.171	.184	.194	.200	.203	.203	.193	.183	.159	.133	.101	.068	---	---	---	---
4.0 %	0.6	.141	.150	.158	.163	.162	.162	.158	.154	.149	.135	.115	.096	---	---	---	---	---
	0.7	.145	.158	.170	.186	.191	.191	.183	.175	.167	.149	.129	.104	.073	---	---	---	---
	0.8	.162	.177	.190	.204	.207	.207	.204	.195	.185	.164	.141	.123	.080	---	---	---	---
5.0 %	0.6	.180	.195	.207	.216	.222	.225	.225	.215	.203	.180	.153	.123	.087	---	---	---	---
	0.7	.185	.204	.219	.230	.234	.234	.230	.225	.225	.200	.174	.144	.110	---	---	---	---
	0.8	.205	.221	.238	.250	.254	.254	.250	.245	.245	.220	.194	.164	.130	.089	---	---	---
6.0 %	0.6	.176	.185	.193	.199	.204	.200	.195	.190	.185	.173	.156	.138	.116	.089	---	---	---
	0.7	.200	.212	.222	.230	.237	.238	.232	.231	.234	.195	.175	.153	.128	.097	.120	.092	.082
	0.8	.227	.241	.251	.258	.263	.264	.262	.251	.240	.218	.194	.169	.140	.107	.134	.102	.092
6.0 %	0.9	.253	.266	.276	.284	.288	.290	.290	.280	.267	.241	.215	.186	.154	.118	.148	.113	.103
	0.6	.205	.214	.221	.227	.230	.225	.220	.215	.210	.198	.182	.164	.144	.120	.163	.135	.125
	0.7	.236	.247	.257	.265	.270	.271	.264	.255	.245	.226	.206	.184	.161	.134	.161	.130	.120
6.0 %	0.8	.270	.283	.292	.298	.302	.303	.301	.289	.278	.254	.231	.205	.178	.148	.181	.148	.138
	0.9	.301	.312	.322	.328	.332	.334	.333	.324	.311	.284	.256	.227	.197	.163	.197	.163	.153

ρ	γ	Valores de $\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$																
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
1.0	0.6	.046	.062	.075	.085	.093	.096	.095	.093	.088	.071	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.048	.064	.079	.090	.099	.103	.101	.097	.092	.073	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.050	.068	.084	.096	.104	.108	.107	.102	.096	.076	---	---	---	---	---	---	---
1.5	0.6	.053	.073	.088	.100	.108	.113	.113	.108	.100	.079	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.064	.078	.090	.099	.106	.108	.106	.103	.099	.084	.060	---	---	---	---	---	---
	0.8	.068	.083	.096	.107	.114	.118	.115	.111	.105	.080	.063	---	---	---	---	---	---
2.0	0.6	.072	.090	.104	.115	.122	.126	.124	.118	.111	.093	.066	---	---	---	---	---	---
	0.7	.079	.097	.111	.122	.129	.133	.134	.126	.118	.098	.069	---	---	---	---	---	---
	0.8	.081	.094	.104	.112	.118	.119	.117	.114	.109	.096	.075	---	---	---	---	---	---
2.5	0.6	.087	.108	.118	.126	.131	.131	.128	.125	.120	.107	.089	.063	---	---	---	---	---
	0.7	.106	.119	.131	.140	.146	.149	.144	.138	.132	.116	.095	.067	---	---	---	---	---
	0.8	.116	.131	.144	.153	.159	.161	.159	.152	.144	.126	.102	.072	---	---	---	---	---
3.0	0.6	.128	.143	.156	.165	.171	.174	.173	.165	.156	.135	.109	.077	---	---	---	---	---
	0.7	.142	.161	.174	.183	.189	.194	.193	.185	.175	.154	.129	.098	---	---	---	---	---
	0.8	.152	.166	.177	.186	.191	.194	.193	.185	.175	.154	.129	.098	---	---	---	---	---
3.5	0.6	.112	.123	.132	.139	.143	.143	.139	.136	.132	.119	.102	.079	---	---	---	---	---
	0.7	.124	.137	.147	.156	.162	.164	.159	.153	.146	.130	.110	.085	---	---	---	---	---
	0.8	.137	.152	.164	.172	.177	.179	.177	.169	.160	.142	.119	.091	---	---	---	---	---
4.0	0.6	.152	.166	.177	.186	.191	.194	.193	.185	.175	.154	.129	.098	---	---	---	---	---
	0.7	.166	.181	.191	.200	.205	.208	.207	.200	.190	.170	.145	.115	.085	---	---	---	---
	0.8	.175	.189	.199	.207	.212	.214	.213	.205	.195	.173	.148	.119	.084	---	---	---	---
4.5	0.6	.127	.137	.145	.151	.156	.154	.151	.147	.143	.130	.114	.094	.066	---	---	---	---
	0.7	.142	.154	.164	.172	.177	.179	.174	.167	.160	.144	.125	.101	.071	---	---	---	---
	0.8	.159	.172	.183	.190	.195	.197	.195	.186	.177	.158	.136	.110	.077	---	---	---	---
5.0	0.6	.175	.189	.199	.207	.212	.214	.213	.205	.195	.173	.148	.119	.084	---	---	---	---
	0.7	.189	.203	.212	.219	.224	.225	.223	.215	.205	.183	.158	.132	.106	---	---	---	---
	0.8	.202	.216	.224	.231	.236	.237	.235	.226	.216	.194	.170	.144	.117	.090	---	---	---
5.5	0.6	.198	.211	.221	.228	.232	.234	.233	.225	.215	.192	.167	.139	.106	---	---	---	---
	0.7	.211	.224	.232	.240	.246	.249	.248	.238	.228	.208	.186	.163	.136	.104	---	---	---
	0.8	.224	.237	.246	.254	.260	.263	.261	.251	.241	.221	.200	.179	.148	.114	---	---	---
6.0	0.6	.170	.178	.185	.189	.193	.189	.185	.181	.176	.165	.150	.133	.112	.086	---	---	---
	0.7	.194	.204	.213	.220	.224	.225	.223	.215	.205	.183	.158	.132	.106	---	---	---	---
	0.8	.220	.232	.240	.246	.249	.250	.248	.238	.228	.208	.186	.163	.136	.104	---	---	---
6.5	0.6	.244	.255	.263	.270	.273	.275	.274	.266	.255	.231	.206	.179	.148	.114	---	---	---
	0.7	.258	.269	.277	.284	.288	.289	.287	.277	.267	.247	.225	.203	.176	.147	.123	.095	---
	0.8	.288	.298	.306	.311	.314	.315	.314	.307	.295	.270	.245	.218	.189	.157	.138	.116	.090
7.0	0.6	.197	.204	.210	.215	.217	.213	.208	.203	.199	.188	.173	.157	.138	.116	.090	---	---
	0.7	.228	.237	.245	.251	.255	.255	.249	.241	.232	.215	.196	.176	.154	.129	.099	---	---
	0.8	.261	.270	.277	.282	.285	.285	.284	.274	.263	.242	.220	.197	.171	.143	.109	---	---
7.5	0.6	.288	.298	.306	.311	.314	.315	.314	.307	.295	.270	.245	.218	.189	.157	.121	---	---
	0.7	.302	.312	.319	.324	.327	.327	.321	.311	.300	.275	.250	.225	.197	.169	.141	.113	.085
	0.8	.332	.342	.349	.354	.357	.357	.350	.339	.328	.303	.278	.253	.225	.197	.169	.141	.113

ρ	γ	Valores de $\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$																
		$\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$																
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
1.0	0.6	.046	.061	.074	.084	.091	.094	.093	.091	.086	.070	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.048	.064	.078	.089	.096	.100	.099	.095	.090	.072	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.050	.067	.082	.094	.101	.105	.104	.100	.094	.075	---	---	---	---	---	---	---
	0.9	.053	.072	.086	.098	.106	.110	.110	.105	.098	.078	---	---	---	---	---	---	---
1.5	0.6	.064	.077	.088	.097	.103	.105	.103	.101	.096	.082	.059	---	---	---	---	---	---
	0.7	.067	.082	.095	.104	.111	.114	.112	.108	.102	.086	.062	---	---	---	---	---	---
	0.8	.072	.088	.102	.112	.118	.121	.120	.115	.108	.091	.068	---	---	---	---	---	---
	0.9	.078	.094	.108	.118	.125	.129	.129	.122	.115	.096	.068	---	---	---	---	---	---
2.0	0.6	.080	.092	.102	.109	.114	.115	.113	.110	.106	.094	.074	---	---	---	---	---	---
	0.7	.086	.100	.111	.119	.126	.128	.125	.120	.114	.100	.078	---	---	---	---	---	---
	0.8	.093	.108	.121	.129	.135	.138	.136	.130	.123	.106	.082	---	---	---	---	---	---
	0.9	.101	.117	.129	.138	.144	.147	.147	.140	.132	.113	.087	---	---	---	---	---	---
2.5	0.6	.095	.106	.115	.121	.126	.126	.123	.120	.116	.104	.087	.062	---	---	---	---	---
	0.7	.104	.116	.127	.135	.140	.142	.138	.133	.127	.113	.093	.066	---	---	---	---	---
	0.8	.114	.128	.139	.147	.152	.154	.152	.145	.138	.121	.099	.070	---	---	---	---	---
	0.9	.125	.139	.150	.158	.163	.166	.165	.158	.150	.130	.106	.075	---	---	---	---	---
3.0	0.6	.110	.120	.127	.133	.137	.136	.133	.130	.126	.115	.099	.077	---	---	---	---	---
	0.7	.121	.133	.142	.149	.155	.156	.152	.146	.140	.125	.107	.083	---	---	---	---	---
	0.8	.134	.147	.157	.164	.169	.170	.168	.161	.153	.136	.115	.089	---	---	---	---	---
	0.9	.147	.160	.170	.178	.182	.184	.184	.177	.168	.148	.124	.095	---	---	---	---	---
3.5	0.6	.124	.133	.140	.145	.148	.147	.144	.140	.137	.125	.111	.091	.064	---	---	---	---
	0.7	.138	.149	.158	.164	.169	.170	.165	.159	.153	.138	.121	.098	.069	---	---	---	---
	0.8	.154	.167	.175	.181	.185	.187	.185	.177	.169	.152	.131	.106	.075	---	---	---	---
	0.9	.169	.181	.190	.197	.201	.203	.202	.195	.186	.165	.142	.115	.081	---	---	---	---
4.0	0.6	.137	.145	.152	.157	.160	.158	.154	.150	.147	.136	.122	.104	.080	---	---	---	---
	0.7	.155	.165	.173	.179	.183	.184	.179	.172	.166	.151	.134	.113	.087	---	---	---	---
	0.8	.174	.185	.193	.199	.202	.203	.201	.193	.185	.167	.147	.123	.095	---	---	---	---
	0.9	.191	.202	.211	.217	.220	.222	.221	.214	.204	.183	.160	.134	.103	---	---	---	---
5.0	0.6	.164	.170	.176	.180	.182	.179	.175	.171	.167	.157	.143	.127	.108	.083	---	---	---
	0.7	.187	.196	.203	.208	.211	.212	.206	.199	.192	.177	.160	.141	.119	.091	---	---	---
	0.8	.212	.221	.228	.232	.235	.236	.234	.226	.216	.198	.178	.156	.130	.100	---	---	---
	0.9	.233	.243	.250	.255	.258	.259	.258	.252	.241	.219	.196	.171	.143	.110	---	---	---
6.0	0.6	.189	.195	.199	.202	.204	.200	.196	.192	.187	.178	.165	.150	.133	.112	.087	---	---
	0.7	.218	.226	.232	.237	.240	.239	.234	.226	.219	.203	.187	.168	.148	.124	.096	---	---
	0.8	.249	.257	.262	.266	.268	.268	.266	.258	.249	.229	.209	.185	.164	.137	.106	---	---
	0.9	.275	.283	.289	.294	.296	.296	.295	.290	.279	.256	.233	.208	.181	.151	.116	---	---

ρ	γ	Valores de $\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$													TABLA 5.9			
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
1.0	0.6	.046	.061	.073	.083	.089	.092	.091	.089	.085	.069	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.048	.063	.077	.087	.094	.098	.096	.093	.088	.071	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.049	.067	.081	.091	.099	.102	.102	.098	.092	.074	---	---	---	---	---	---	---
	0.9	.052	.070	.085	.095	.103	.107	.107	.102	.096	.076	---	---	---	---	---	---	---
1.5	0.6	.064	.076	.087	.094	.100	.101	.100	.098	.094	.081	.058	---	---	---	---	---	---
	0.7	.067	.081	.092	.101	.107	.110	.108	.104	.100	.085	.061	---	---	---	---	---	---
	0.8	.071	.086	.099	.108	.114	.117	.116	.111	.105	.089	.063	---	---	---	---	---	---
	0.9	.076	.092	.105	.114	.121	.124	.124	.118	.111	.093	.066	---	---	---	---	---	---
2.0	0.6	.079	.090	.099	.106	.110	.111	.109	.107	.103	.091	.072	---	---	---	---	---	---
	0.7	.085	.097	.108	.115	.121	.123	.120	.116	.111	.097	.076	---	---	---	---	---	---
	0.8	.091	.105	.117	.125	.130	.132	.131	.125	.119	.103	.080	---	---	---	---	---	---
	0.9	.099	.113	.124	.133	.138	.141	.141	.135	.127	.109	.085	---	---	---	---	---	---
2.5	0.6	.094	.103	.111	.117	.120	.120	.118	.116	.112	.101	.085	.060	---	---	---	---	---
	0.7	.102	.113	.122	.129	.134	.135	.132	.127	.122	.109	.090	.064	---	---	---	---	---
	0.8	.111	.124	.134	.141	.145	.147	.145	.139	.133	.117	.096	.068	---	---	---	---	---
	0.9	.121	.134	.144	.151	.156	.158	.157	.151	.144	.126	.103	.072	---	---	---	---	---
3.0	0.6	.107	.116	.123	.128	.131	.130	.127	.125	.121	.111	.096	.075	---	---	---	---	---
	0.7	.118	.128	.137	.143	.147	.148	.144	.139	.134	.121	.104	.080	---	---	---	---	---
	0.8	.130	.142	.151	.157	.160	.162	.160	.154	.147	.131	.112	.086	---	---	---	---	---
	0.9	.142	.154	.163	.169	.174	.175	.174	.168	.160	.142	.120	.092	---	---	---	---	---
3.5	0.6	.120	.128	.134	.138	.141	.140	.137	.134	.130	.120	.107	.088	.063	---	---	---	---
	0.7	.134	.143	.151	.156	.160	.161	.157	.151	.145	.132	.116	.095	.068	---	---	---	---
	0.8	.149	.159	.167	.172	.176	.177	.175	.168	.161	.145	.126	.103	.073	---	---	---	---
	0.9	.162	.173	.181	.187	.191	.192	.191	.185	.177	.158	.137	.111	.078	---	---	---	---
4.0	0.6	.133	.140	.145	.149	.151	.149	.146	.143	.139	.130	.117	.100	.078	---	---	---	---
	0.7	.149	.158	.165	.170	.173	.173	.169	.163	.157	.144	.129	.109	.084	---	---	---	---
	0.8	.167	.176	.183	.188	.191	.191	.190	.183	.175	.159	.141	.119	.091	---	---	---	---
	0.9	.183	.192	.200	.205	.208	.209	.208	.203	.194	.175	.153	.129	.099	---	---	---	---
5.0	0.6	.156	.162	.167	.169	.171	.168	.165	.161	.158	.148	.137	.122	.104	.081	---	---	---
	0.7	.179	.186	.192	.196	.198	.198	.194	.188	.181	.168	.153	.135	.114	.088	---	---	---
	0.8	.202	.210	.215	.219	.221	.221	.219	.212	.204	.188	.170	.149	.125	.096	---	---	---
	0.9	.222	.230	.236	.241	.243	.243	.242	.237	.228	.208	.187	.163	.137	.105	---	---	---
6.0	0.6	.179	.184	.188	.190	.191	.187	.184	.180	.176	.167	.156	.143	.127	.108	.083	---	---
	0.7	.207	.214	.219	.223	.224	.223	.219	.212	.205	.192	.177	.160	.141	.119	.092	---	---
	0.8	.236	.242	.247	.250	.251	.251	.249	.242	.234	.216	.198	.179	.157	.131	.101	---	---
	0.9	.260	.267	.272	.276	.278	.278	.276	.272	.262	.242	.220	.198	.172	.144	.111	---	---

ρ	γ	Valores de $\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$													TABLA 5.10			
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
1.0	0.6	.046	.061	.072	.081	.087	.090	.089	.088	.084	.068	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.047	.063	.076	.085	.092	.095	.094	.091	.087	.070	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.049	.066	.079	.089	.096	.099	.098	.095	.090	.073	---	---	---	---	---	---	---
	0.9	.052	.069	.083	.093	.100	.104	.104	.100	.094	.075	---	---	---	---	---	---	---
1.5	0.6	.063	.075	.085	.092	.097	.098	.097	.095	.092	.079	.057	---	---	---	---	---	---
	0.7	.066	.079	.090	.098	.104	.106	.105	.101	.097	.083	.059	---	---	---	---	---	---
	0.8	.070	.084	.096	.105	.110	.113	.112	.108	.102	.087	.062	---	---	---	---	---	---
	0.9	.074	.089	.101	.110	.116	.119	.119	.114	.108	.091	.065	---	---	---	---	---	---
2.0	0.6	.078	.088	.096	.102	.106	.107	.105	.103	.100	.089	.071	---	---	---	---	---	---
	0.7	.083	.095	.104	.111	.116	.117	.115	.112	.107	.094	.074	---	---	---	---	---	---
	0.8	.089	.102	.112	.120	.124	.126	.125	.120	.115	.100	.078	---	---	---	---	---	---
	0.9	.096	.109	.120	.128	.133	.135	.134	.129	.122	.106	.082	---	---	---	---	---	---
2.5	0.6	.092	.100	.107	.112	.115	.115	.113	.111	.108	.098	.083	.059	---	---	---	---	---
	0.7	.099	.109	.118	.124	.128	.129	.126	.122	.117	.105	.088	.062	---	---	---	---	---
	0.8	.108	.119	.128	.134	.138	.140	.138	.133	.127	.113	.093	.066	---	---	---	---	---
	0.9	.116	.128	.138	.144	.149	.150	.149	.144	.137	.121	.099	.070	---	---	---	---	---
3.0	0.6	.104	.112	.118	.122	.124	.124	.121	.119	.116	.107	.093	.073	---	---	---	---	---
	0.7	.114	.123	.131	.136	.139	.140	.137	.132	.128	.116	.100	.078	---	---	---	---	---
	0.8	.126	.136	.144	.149	.152	.153	.152	.146	.140	.126	.107	.083	---	---	---	---	---
	0.9	.136	.147	.155	.161	.165	.166	.165	.160	.152	.136	.115	.089	---	---	---	---	---
3.5	0.6	.116	.123	.128	.131	.133	.132	.130	.127	.124	.115	.103	.085	.061	---	---	---	---
	0.7	.129	.137	.144	.148	.151	.151	.148	.143	.138	.127	.112	.092	.065	---	---	---	---
	0.8	.143	.152	.159	.163	.166	.166	.165	.159	.153	.138	.121	.099	.070	---	---	---	---
	0.9	.155	.165	.172	.177	.180	.181	.180	.175	.167	.151	.131	.106	.076	---	---	---	---
4.0	0.6	.127	.133	.138	.141	.142	.141	.138	.135	.132	.124	.112	.097	.075	---	---	---	---
	0.7	.143	.150	.156	.160	.162	.162	.159	.154	.152	.144	.129	.105	.081	---	---	---	---
	0.8	.159	.167	.173	.177	.180	.180	.178	.172	.166	.151	.134	.114	.088	---	---	---	---
	0.9	.174	.182	.189	.194	.196	.197	.195	.191	.183	.166	.146	.123	.095	---	---	---	---
5.0	0.6	.149	.154	.157	.159	.160	.158	.155	.152	.148	.140	.130	.117	.100	.078	---	---	---
	0.7	.170	.176	.181	.184	.185	.185	.181	.176	.170	.158	.145	.129	.110	.085	---	---	---
	0.8	.191	.198	.202	.205	.207	.207	.205	.202	.192	.177	.167	.149	.130	.105	---	---	---
	0.9	.210	.217	.222	.226	.228	.228	.226	.222	.214	.196	.177	.155	.130	.101	---	---	---
6.0	0.6	.169	.173	.176	.177	.178	.174	.171	.168	.165	.157	.147	.135	.121	.103	.080	---	---
	0.7	.196	.201	.205	.208	.208	.207	.203	.198	.192	.180	.167	.152	.135	.114	.088	---	---
	0.8	.222	.227	.231	.233	.234	.233	.231	.226	.218	.203	.187	.169	.149	.125	.093	---	---
	0.9	.245	.251	.255	.258	.259	.259	.257	.253	.245	.227	.208	.187	.164	.137	.106	---	---

P _r	γ	Valores de $\nu = f_c b h$																
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
1.0	0.6	.040	.056	.070	.082	.090	.094	.093	.090	.085	.067	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.041	.058	.074	.086	.095	.100	.098	.094	.088	.069	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.042	.061	.078	.091	.099	.104	.103	.099	.092	.071	---	---	---	---	---	---	---
	0.9	.045	.065	.082	.095	.104	.109	.109	.103	.096	.074	---	---	---	---	---	---	---
1.5	0.6	.055	.070	.083	.094	.101	.104	.103	.100	.095	.079	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.058	.075	.089	.101	.109	.114	.111	.106	.100	.082	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.061	.080	.096	.108	.116	.120	.118	.113	.106	.086	---	---	---	---	---	---	---
	0.9	.066	.086	.102	.114	.122	.127	.127	.120	.112	.090	---	---	---	---	---	---	---
2.0	0.6	.070	.084	.096	.106	.113	.115	.112	.109	.104	.090	.066	---	---	---	---	---	---
	0.7	.075	.091	.104	.115	.123	.128	.123	.118	.112	.095	.070	---	---	---	---	---	---
	0.8	.081	.098	.113	.125	.132	.136	.134	.127	.119	.100	.074	---	---	---	---	---	---
	0.9	.088	.107	.122	.133	.141	.145	.145	.137	.128	.106	.078	---	---	---	---	---	---
2.5	0.6	.084	.097	.109	.118	.124	.125	.122	.119	.114	.100	.079	---	---	---	---	---	---
	0.7	.091	.106	.119	.130	.138	.141	.136	.130	.124	.107	.084	---	---	---	---	---	---
	0.8	.099	.116	.131	.142	.149	.152	.149	.142	.134	.115	.089	---	---	---	---	---	---
	0.9	.109	.127	.141	.152	.159	.163	.163	.154	.144	.123	.095	---	---	---	---	---	---
3.0	0.6	.098	.111	.121	.130	.136	.136	.133	.129	.124	.110	.091	.064	---	---	---	---	---
	0.7	.107	.122	.134	.144	.152	.155	.150	.143	.136	.119	.098	.069	---	---	---	---	---
	0.8	.118	.134	.149	.159	.165	.168	.165	.157	.148	.129	.105	.074	---	---	---	---	---
	0.9	.130	.147	.161	.171	.178	.181	.181	.171	.161	.139	.112	.079	---	---	---	---	---
3.5	0.6	.112	.123	.133	.141	.147	.146	.143	.139	.134	.120	.103	.078	---	---	---	---	---
	0.7	.123	.137	.149	.159	.166	.169	.163	.156	.148	.132	.111	.084	---	---	---	---	---
	0.8	.136	.152	.166	.175	.181	.184	.181	.172	.163	.143	.120	.091	---	---	---	---	---
	0.9	.151	.167	.180	.190	.196	.199	.199	.189	.178	.155	.129	.098	---	---	---	---	---
4.0	0.6	.125	.136	.145	.153	.159	.157	.153	.149	.144	.131	.114	.091	---	---	---	---	---
	0.7	.139	.152	.164	.173	.180	.183	.176	.169	.161	.144	.124	.099	---	---	---	---	---
	0.8	.155	.170	.183	.192	.198	.200	.197	.187	.178	.158	.135	.107	---	---	---	---	---
	0.9	.172	.187	.200	.209	.215	.218	.217	.207	.195	.172	.146	.116	.090	---	---	---	---
5.0	0.6	.151	.161	.169	.176	.181	.178	.174	.169	.165	.151	.135	.115	.090	---	---	---	---
	0.7	.170	.182	.193	.202	.208	.210	.203	.195	.186	.169	.149	.126	.099	---	---	---	---
	0.8	.191	.206	.217	.225	.230	.232	.229	.218	.208	.187	.168	.138	.108	---	---	---	---
	0.9	.213	.227	.238	.246	.251	.254	.253	.243	.231	.206	.180	.151	.117	.089	.116	.128	.140
6.0	0.6	.176	.185	.193	.199	.204	.199	.195	.190	.185	.172	.156	.138	.116	.099	.128	.140	.154
	0.7	.200	.212	.222	.230	.237	.238	.231	.222	.213	.194	.174	.153	.126	.098	.140	.154	.168
	0.8	.227	.241	.251	.258	.262	.264	.261	.250	.239	.217	.194	.169	.145	.118	.154	.168	.182
	0.9	.253	.266	.276	.283	.288	.290	.289	.279	.266	.240	.214	.185	.158	.131	.164	.178	.192

p	γ	Valores de $\frac{V}{f_c b h}$ en $\frac{Pu}{f_c b h}$																
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
1.0	0.6	.040	.056	.070	.081	.088	.092	.091	.089	.084	.066	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.041	.058	.073	.085	.093	.098	.096	.093	.087	.068	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.042	.061	.077	.089	.097	.102	.101	.097	.091	.071	---	---	---	---	---	---	---
1.5	0.6	.045	.065	.081	.093	.101	.106	.106	.101	.094	.073	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.055	.070	.082	.092	.099	.101	.100	.098	.093	.078	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.058	.074	.088	.099	.106	.110	.108	.103	.098	.081	---	---	---	---	---	---	---
2.0	0.6	.061	.079	.094	.105	.113	.117	.115	.110	.103	.085	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.066	.085	.100	.111	.119	.123	.123	.116	.109	.088	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.083	.095	.103	.112	.120	.123	.120	.115	.109	.093	.065	---	---	---	---	---	---
2.5	0.6	.070	.089	.102	.112	.120	.123	.120	.115	.109	.093	.069	---	---	---	---	---	---
	0.7	.074	.097	.111	.121	.128	.132	.129	.123	.116	.098	.072	---	---	---	---	---	---
	0.8	.080	.105	.118	.129	.136	.140	.140	.132	.124	.104	.076	---	---	---	---	---	---
3.0	0.6	.087	.105	.118	.129	.136	.140	.136	.128	.124	.107	.089	.063	---	---	---	---	---
	0.7	.084	.106	.115	.125	.131	.131	.128	.124	.120	.107	.089	.067	---	---	---	---	---
	0.8	.090	.119	.131	.144	.153	.158	.158	.151	.143	.125	.102	.072	---	---	---	---	---
3.5	0.6	.098	.124	.137	.147	.153	.157	.156	.148	.139	.119	.093	.077	---	---	---	---	---
	0.7	.108	.143	.155	.165	.171	.173	.173	.164	.155	.134	.109	.077	---	---	---	---	---
	0.8	.108	.139	.151	.162	.168	.174	.176	.173	.165	.157	.129	.082	---	---	---	---	---
4.0	0.6	.121	.149	.162	.174	.182	.188	.190	.181	.171	.150	.125	.095	---	---	---	---	---
	0.7	.129	.159	.174	.184	.191	.199	.199	.190	.181	.166	.141	.112	---	---	---	---	---
	0.8	.134	.166	.181	.192	.200	.205	.207	.206	.198	.187	.166	.145	.122	.104	.088	.096	---
5.0	0.6	.146	.178	.192	.200	.205	.207	.206	.198	.187	.166	.145	.122	.104	.088	.096	.104	---
	0.7	.155	.188	.200	.205	.207	.206	.206	.198	.187	.166	.145	.122	.104	.088	.096	.104	---
	0.8	.167	.200	.205	.207	.206	.206	.206	.198	.187	.166	.145	.122	.104	.088	.096	.104	---
6.0	0.6	.170	.204	.213	.219	.224	.225	.218	.210	.202	.164	.149	.133	.112	.086	.123	.135	---
	0.7	.184	.220	.230	.235	.239	.241	.241	.231	.227	.185	.167	.147	.123	.095	.147	.162	---
	0.8	.206	.244	.255	.263	.273	.274	.274	.265	.253	.207	.186	.162	.148	.114	.104	.135	---

ρ	χ	Valores de $\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$																
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
1.0 %	0.6	.040	.056	.069	.080	.087	.090	.090	.088	.083	.066	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.041	.058	.072	.083	.091	.096	.094	.091	.086	.068	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.042	.060	.076	.087	.095	.100	.099	.095	.089	.070	---	---	---	---	---	---	---
1.5 %	0.6	.044	.064	.079	.091	.099	.103	.104	.099	.092	.072	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.055	.069	.081	.090	.097	.099	.098	.095	.091	.076	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.061	.078	.092	.103	.104	.107	.105	.101	.096	.080	---	---	---	---	---	---	---
2.0 %	0.6	.065	.083	.097	.108	.115	.119	.119	.113	.106	.087	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.069	.082	.093	.101	.106	.108	.106	.104	.099	.086	.064	---	---	---	---	---	---
	0.8	.074	.088	.100	.109	.116	.119	.116	.111	.106	.091	.067	---	---	---	---	---	---
2.5 %	0.6	.079	.095	.108	.117	.124	.127	.125	.119	.113	.096	.071	---	---	---	---	---	---
	0.7	.086	.102	.115	.125	.131	.135	.134	.128	.120	.101	.074	---	---	---	---	---	---
	0.8	.083	.094	.104	.111	.116	.116	.114	.112	.108	.095	.076	---	---	---	---	---	---
3.0 %	0.6	.089	.102	.113	.122	.128	.130	.127	.122	.116	.102	.081	---	---	---	---	---	---
	0.7	.097	.112	.124	.132	.138	.140	.138	.132	.125	.108	.085	---	---	---	---	---	---
	0.8	.105	.120	.132	.141	.147	.150	.150	.143	.135	.116	.090	---	---	---	---	---	---
3.5 %	0.6	.095	.106	.115	.121	.125	.125	.123	.120	.116	.104	.087	.062	---	---	---	---	---
	0.7	.104	.116	.127	.134	.140	.142	.138	.132	.126	.112	.093	.066	---	---	---	---	---
	0.8	.114	.128	.139	.147	.152	.154	.151	.145	.138	.121	.099	.070	---	---	---	---	---
4.0 %	0.6	.125	.139	.150	.158	.166	.166	.165	.158	.149	.130	.106	.075	---	---	---	---	---
	0.7	.131	.144	.154	.161	.166	.167	.165	.158	.150	.133	.113	.086	---	---	---	---	---
	0.8	.136	.147	.156	.167	.174	.179	.181	.171	.163	.146	.126	.101	.086	---	---	---	---
5.0 %	0.6	.142	.150	.156	.160	.163	.160	.157	.153	.150	.139	.125	.108	.086	---	---	---	---
	0.7	.148	.160	.170	.178	.184	.187	.188	.176	.169	.155	.138	.118	.093	---	---	---	---
	0.8	.156	.167	.174	.184	.191	.195	.197	.188	.179	.159	.136	.116	.093	.086	---	---	---
6.0 %	0.6	.162	.174	.184	.191	.195	.197	.197	.188	.179	.159	.136	.116	.093	.086	---	---	---
	0.7	.163	.170	.175	.179	.182	.178	.174	.170	.166	.156	.143	.127	.108	.084	---	---	---
	0.8	.167	.175	.182	.188	.193	.193	.193	.184	.175	.163	.150	.136	.119	.093	.084	---	---
	0.6	.188	.209	.217	.223	.227	.228	.226	.219	.209	.189	.166	.140	.110	.084	---	---	---
	0.7	.195	.203	.208	.211	.215	.215	.215	.206	.198	.176	.155	.138	.118	.092	---	---	---
	0.8	.201	.208	.212	.215	.218	.218	.218	.211	.204	.187	.169	.152	.130	.100	---	---	---
	0.6	.223	.243	.250	.255	.258	.259	.257	.251	.240	.219	.196	.171	.143	.110	---	---	---
	0.7	.231	.241	.248	.251	.254	.254	.254	.247	.239	.219	.196	.178	.156	.127	---	---	---
	0.8	.243	.253	.258	.261	.264	.264	.264	.257	.249	.229	.206	.189	.166	.143	.119	.092	---

ρ	χ	Valores de $\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$																	
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	
1.0 %	0.6	.040	.056	.069	.078	.085	.088	.088	.086	.082	.065	---	---	---	---	---	---	---	
	0.7	.041	.057	.071	.082	.089	.093	.092	.090	.085	.067	---	---	---	---	---	---	---	
	0.8	.042	.060	.074	.086	.093	.097	.097	.093	.088	.069	---	---	---	---	---	---	---	
	0.9	.044	.063	.078	.089	.097	.101	.101	.097	.091	.071	---	---	---	---	---	---	---	
1.5 %	0.6	.055	.069	.080	.089	.094	.096	.095	.093	.089	.075	---	---	---	---	---	---	---	
	0.7	.057	.072	.085	.094	.101	.104	.102	.099	.094	.078	---	---	---	---	---	---	---	
	0.8	.060	.077	.090	.100	.106	.109	.108	.104	.098	.081	---	---	---	---	---	---	---	
	0.9	.064	.081	.095	.105	.112	.115	.115	.110	.103	.085	---	---	---	---	---	---	---	
2.0 %	0.6	.069	.081	.091	.098	.103	.104	.103	.101	.097	.084	.063	---	---	---	---	---	---	
	0.7	.073	.086	.098	.106	.112	.114	.112	.108	.103	.089	.066	---	---	---	---	---	---	
	0.8	.078	.093	.105	.114	.119	.122	.120	.115	.109	.093	.069	---	---	---	---	---	---	
	0.9	.084	.099	.111	.120	.126	.129	.129	.123	.116	.098	.073	---	---	---	---	---	---	
2.5 %	0.6	.082	.092	.101	.108	.112	.112	.110	.108	.104	.093	.075	---	---	---	---	---	---	
	0.7	.088	.100	.110	.118	.123	.125	.122	.117	.112	.099	.079	---	---	---	---	---	---	
	0.8	.095	.109	.119	.127	.132	.134	.132	.127	.121	.105	.083	---	---	---	---	---	---	
	0.9	.102	.117	.128	.136	.141	.144	.143	.137	.130	.112	.088	---	---	---	---	---	---	
3.0 %	0.6	.094	.103	.111	.117	.120	.120	.118	.115	.112	.101	.085	.061	---	---	---	---	---	
	0.7	.102	.113	.122	.129	.134	.135	.132	.127	.122	.109	.090	.064	---	---	---	---	---	
	0.8	.111	.124	.134	.141	.145	.147	.145	.139	.132	.117	.096	.068	---	---	---	---	---	
	0.9	.121	.133	.144	.151	.156	.158	.157	.151	.143	.125	.103	.073	---	---	---	---	---	
3.5 %	0.6	.105	.114	.121	.126	.129	.128	.125	.123	.119	.109	.094	.073	---	---	---	---	---	
	0.7	.115	.126	.134	.140	.145	.146	.142	.137	.131	.119	.101	.078	---	---	---	---	---	
	0.8	.127	.139	.148	.154	.158	.159	.157	.150	.144	.128	.109	.083	---	---	---	---	---	
	0.9	.138	.150	.159	.166	.170	.172	.171	.165	.157	.139	.117	.089	---	---	---	---	---	
4.0 %	0.6	.116	.124	.130	.135	.137	.136	.133	.130	.127	.117	.103	.084	---	---	---	---	---	
	0.7	.128	.138	.146	.152	.155	.156	.152	.147	.141	.128	.112	.091	---	---	---	---	---	
	0.8	.143	.153	.161	.167	.170	.171	.169	.162	.155	.140	.121	.097	---	---	---	---	---	
	0.9	.155	.166	.175	.181	.185	.186	.185	.179	.170	.152	.131	.105	---	---	---	---	---	
5.0 %	0.6	.137	.143	.148	.152	.154	.152	.149	.145	.142	.133	.120	.104	.083	---	---	---	---	
	0.7	.154	.162	.169	.174	.177	.177	.172	.167	.161	.148	.132	.114	.090	---	---	---	---	
	0.8	.172	.182	.188	.193	.196	.196	.194	.187	.179	.163	.145	.124	.097	---	---	---	---	
	0.9	.189	.199	.206	.211	.214	.215	.213	.208	.198	.179	.159	.134	.106	---	---	---	---	
6.0 %	0.6	.156	.162	.166	.169	.171	.168	.164	.161	.157	.148	.136	.122	.104	.081	---	---	---	
	0.7	.179	.186	.192	.196	.198	.198	.193	.187	.181	.167	.152	.135	.115	.089	---	---	---	
	0.8	.202	.209	.215	.219	.221	.221	.219	.211	.203	.187	.169	.149	.125	.097	---	---	---	
	0.9	.222	.230	.236	.240	.243	.243	.241	.234	.227	.207	.186	.163	.137	.105	---	---	---	

ρ	γ	Valores de $\lambda = \frac{P_u}{f_c b h}$																	TABLA 5.15
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	
1.0	0.6	.040	.055	.068	.077	.084	.087	.087	.085	.081	.064	---	---	---	---	---	---	---	
1.0	0.7	.041	.057	.070	.081	.088	.091	.090	.088	.083	.066	---	---	---	---	---	---	---	
1.0	0.8	.042	.059	.073	.084	.091	.095	.094	.091	.086	.068	---	---	---	---	---	---	---	
1.0	0.9	.044	.062	.076	.087	.094	.098	.098	.095	.089	.070	---	---	---	---	---	---	---	
1.5	0.6	.055	.068	.079	.087	.092	.094	.093	.091	.088	.074	---	---	---	---	---	---	---	
1.5	0.7	.057	.071	.083	.092	.098	.100	.099	.096	.092	.077	---	---	---	---	---	---	---	
1.5	0.8	.060	.075	.088	.097	.103	.106	.105	.101	.096	.080	---	---	---	---	---	---	---	
1.5	0.9	.063	.079	.092	.102	.108	.111	.111	.106	.101	.083	---	---	---	---	---	---	---	
2.0	0.6	.068	.080	.089	.095	.100	.101	.100	.098	.094	.083	.062	---	---	---	---	---	---	
2.0	0.7	.072	.085	.095	.103	.108	.110	.108	.104	.098	.087	.065	---	---	---	---	---	---	
2.0	0.8	.076	.090	.102	.110	.115	.117	.116	.111	.106	.091	.068	---	---	---	---	---	---	
2.0	0.9	.082	.096	.108	.116	.122	.124	.124	.119	.112	.096	.071	---	---	---	---	---	---	
2.5	0.6	.080	.090	.098	.104	.107	.108	.106	.104	.101	.091	.073	---	---	---	---	---	---	
2.5	0.7	.086	.097	.106	.113	.118	.119	.116	.113	.108	.096	.077	---	---	---	---	---	---	
2.5	0.8	.092	.105	.115	.122	.126	.128	.127	.122	.116	.102	.081	---	---	---	---	---	---	
2.5	0.9	.099	.112	.123	.130	.135	.137	.136	.131	.124	.108	.085	---	---	---	---	---	---	
3.0	0.6	.091	.100	.107	.112	.115	.115	.113	.111	.108	.098	.083	.059	---	---	---	---	---	
3.0	0.7	.099	.109	.118	.124	.127	.128	.125	.121	.117	.105	.088	.063	---	---	---	---	---	
3.0	0.8	.108	.119	.128	.134	.138	.139	.138	.132	.127	.113	.093	.066	---	---	---	---	---	
3.0	0.9	.116	.128	.137	.144	.148	.150	.149	.144	.137	.120	.099	.070	---	---	---	---	---	
3.5	0.6	.102	.110	.116	.120	.123	.122	.120	.117	.114	.105	.092	.071	---	---	---	---	---	
3.5	0.7	.112	.121	.128	.134	.137	.138	.134	.130	.126	.114	.098	.076	---	---	---	---	---	
3.5	0.8	.123	.133	.141	.146	.150	.150	.149	.143	.137	.123	.105	.081	---	---	---	---	---	
3.5	0.9	.133	.143	.152	.158	.162	.163	.162	.156	.149	.133	.112	.086	---	---	---	---	---	
4.0	0.6	.112	.119	.124	.128	.130	.129	.127	.124	.121	.112	.100	.082	---	---	---	---	---	
4.0	0.7	.124	.132	.139	.144	.147	.147	.144	.139	.134	.123	.108	.088	---	---	---	---	---	
4.0	0.8	.137	.146	.153	.158	.161	.162	.160	.154	.148	.134	.116	.094	---	---	---	---	---	
4.0	0.9	.149	.159	.166	.172	.175	.176	.174	.169	.162	.145	.125	.101	---	---	---	---	---	
5.0	0.6	.131	.137	.141	.144	.145	.143	.140	.137	.135	.126	.115	.100	.080	---	---	---	---	
5.0	0.7	.147	.154	.160	.164	.166	.166	.162	.157	.152	.140	.127	.109	.087	---	---	---	---	
5.0	0.8	.164	.172	.178	.182	.184	.184	.182	.176	.169	.155	.139	.119	.094	---	---	---	---	
5.0	0.9	.180	.188	.194	.199	.201	.202	.200	.195	.187	.170	.151	.129	.101	---	---	---	---	
6.0	0.6	.149	.153	.157	.159	.160	.157	.154	.151	.148	.140	.130	.117	.100	.078	---	---	---	
6.0	0.7	.169	.176	.180	.184	.185	.184	.180	.175	.170	.158	.145	.129	.110	.085	---	---	---	
6.0	0.8	.191	.197	.202	.205	.207	.206	.204	.198	.191	.176	.160	.142	.120	.093	---	---	---	
6.0	0.9	.209	.217	.222	.226	.227	.227	.225	.222	.213	.195	.176	.155	.130	.101	---	---	---	

ρ	γ	Valores de $\lambda = \frac{P_u}{f_c b h}$																	TABLA 5.16
		Pu																	
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	
1.0	0.6	.035	.052	.066	.078	.086	.090	.090	.087	.082	.064	---	---	---	---	---	---	---	
1.0	0.7	.035	.053	.069	.082	.091	.095	.094	.090	.085	.065	---	---	---	---	---	---	---	
1.0	0.8	.036	.056	.073	.086	.095	.100	.098	.094	.088	.067	---	---	---	---	---	---	---	
1.0	0.9	.038	.059	.076	.089	.098	.103	.103	.098	.091	.069	---	---	---	---	---	---	---	
1.5	0.6	.049	.064	.078	.089	.096	.099	.098	.095	.090	.074	---	---	---	---	---	---	---	
1.5	0.7	.051	.068	.082	.094	.103	.107	.104	.100	.094	.076	---	---	---	---	---	---	---	
1.5	0.8	.053	.072	.088	.100	.109	.113	.110	.105	.099	.080	---	---	---	---	---	---	---	
1.5	0.9	.057	.077	.093	.106	.114	.119	.117	.111	.104	.083	---	---	---	---	---	---	---	
2.0	0.6	.062	.076	.089	.099	.106	.107	.106	.103	.098	.083	.059	---	---	---	---	---	---	
2.0	0.7	.065	.081	.095	.107	.115	.119	.115	.110	.104	.087	.061	---	---	---	---	---	---	
2.0	0.8	.070	.088	.101	.112	.123	.127	.123	.117	.110	.092	.064	---	---	---	---	---	---	
2.0	0.9	.076	.095	.110	.122	.130	.134	.132	.125	.117	.096	.067	---	---	---	---	---	---	
2.5	0.6	.074	.088	.100	.109	.116	.116	.114	.111	.106	.092	.070	---	---	---	---	---	---	
2.5	0.7	.079	.095	.108	.119	.127	.130	.125	.120	.114	.098	.074	---	---	---	---	---	---	
2.5	0.8	.086	.103	.118	.129	.137	.140	.136	.129	.122	.104	.078	---	---	---	---	---	---	
2.5	0.9	.094	.113	.127	.138	.146	.150	.147	.139	.131	.110	.082	---	---	---	---	---	---	
3.0	0.6	.086	.099	.110	.119	.126	.125	.123	.119	.114	.101	.081	---	---	---	---	---	---	
3.0	0.7	.093	.108	.121	.132	.140	.142	.136	.130	.124	.108	.086	---	---	---	---	---	---	
3.0	0.8	.102	.119	.134	.144	.151	.154	.149	.142	.134	.116	.097	---	---	---	---	---	---	
3.0	0.9	.112	.130	.144	.155	.162	.165	.163	.154	.145	.124	.097	---	---	---	---	---	---	
3.5	0.6	.098	.110	.121	.129	.136	.134	.131	.128	.123	.110	.091	.065	---	---	---	---	---	
3.5	0.7	.107	.122	.134	.144	.152	.154	.148	.141	.134	.118	.097	.069	---	---	---	---	---	
3.5	0.8	.118	.134	.149	.158	.165	.168	.163	.155	.146	.128	.104	.074	---	---	---	---	---	
3.5	0.9	.130	.147	.161	.171	.177	.181	.178	.169	.159	.137	.112	.079	---	---	---	---	---	
4.0	0.6	.110	.121	.131	.140	.145	.143	.140	.136	.131	.118	.101	.077	---	---	---	---	---	
4.0	0.7	.121	.135	.147	.157	.164	.166	.159	.152	.145	.129	.109	.082	---	---	---	---	---	
4.0	0.8	.134	.150	.163	.173	.179	.181	.176	.167	.159	.140	.117	.088	---	---	---	---	---	
4.0	0.9	.148	.164	.177	.187	.193	.196	.194	.184	.173	.151	.126	.095	---	---	---	---	---	
5.0	0.6	.132	.143	.152	.159	.165	.161	.157	.153	.149	.135	.119	.098	.071	---	---	---	---	
5.0	0.7	.148	.161	.172	.181	.188	.189	.182	.174	.166	.149	.130	.107	.077	---	---	---	---	
5.0	0.8	.165	.180	.193	.201	.206	.209	.203	.194	.184	.166	.145	.120	.093	---	---	---	---	
5.0	0.9	.184	.198	.210	.219	.225	.227	.225	.214	.203	.180	.154	.125	.090	---	---	---	---	
6.0	0.6	.154	.164	.173	.179	.184	.179	.175	.171	.166	.153	.137	.118	.095	---	---	---	---	
6.0	0.7	.174	.187	.197	.206	.212	.213	.205	.196	.188	.171	.152	.130	.103	---	---	---	---	
6.0	0.8	.196	.211	.222	.229	.234	.236	.230	.220	.210	.189	.167	.142	.112	---	---	---	---	
6.0	0.9	.218	.232	.243	.251	.256	.258	.256	.245	.233	.208	.183	.154	.122	---	---	---	---	

ρ	γ	Valores de $\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$																	
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	
1.0 %	0.6	.035	.052	.066	.077	.085	.088	.086	.081	.063	---	---	---	---	---	---	---	---	
	0.7	.035	.053	.068	.081	.089	.093	.092	.089	.065	---	---	---	---	---	---	---	---	
	0.8	.036	.056	.072	.084	.093	.098	.096	.092	.066	---	---	---	---	---	---	---	---	
	0.9	.038	.059	.075	.088	.096	.101	.100	.096	.068	---	---	---	---	---	---	---	---	
1.5 %	0.6	.049	.064	.077	.087	.094	.096	.096	.093	.073	---	---	---	---	---	---	---	---	
	0.7	.050	.067	.081	.093	.101	.104	.102	.098	.075	---	---	---	---	---	---	---	---	
	0.8	.053	.071	.087	.098	.106	.110	.108	.103	.078	---	---	---	---	---	---	---	---	
	0.9	.057	.076	.091	.103	.111	.115	.114	.109	.081	---	---	---	---	---	---	---	---	
2.0 %	0.6	.062	.076	.087	.097	.103	.104	.103	.100	.082	.058	---	---	---	---	---	---	---	
	0.7	.065	.081	.094	.104	.112	.115	.111	.107	.086	.060	---	---	---	---	---	---	---	
	0.8	.069	.087	.101	.112	.119	.123	.120	.114	.090	.063	---	---	---	---	---	---	---	
	0.9	.075	.093	.108	.119	.126	.130	.128	.122	.094	.066	---	---	---	---	---	---	---	
2.5 %	0.6	.074	.087	.098	.106	.112	.113	.111	.108	.090	.069	---	---	---	---	---	---	---	
	0.7	.079	.094	.106	.116	.123	.126	.121	.117	.096	.073	---	---	---	---	---	---	---	
	0.8	.085	.102	.116	.125	.132	.135	.132	.125	.101	.075	---	---	---	---	---	---	---	
	0.9	.093	.110	.124	.134	.141	.144	.142	.135	.107	.081	---	---	---	---	---	---	---	
3.0 %	0.6	.085	.098	.108	.116	.121	.121	.118	.116	.099	.080	---	---	---	---	---	---	---	
	0.7	.092	.107	.118	.128	.134	.136	.131	.126	.105	.084	---	---	---	---	---	---	---	
	0.8	.101	.117	.130	.139	.145	.148	.144	.137	.113	.089	---	---	---	---	---	---	---	
	0.9	.111	.127	.139	.149	.155	.158	.157	.148	.120	.095	---	---	---	---	---	---	---	
3.5 %	0.6	.097	.108	.118	.125	.130	.129	.126	.123	.107	.089	.064	---	---	---	---	---	---	
	0.7	.106	.119	.130	.139	.146	.147	.142	.136	.130	.115	.095	.068	---	---	---	---	---	
	0.8	.116	.131	.144	.152	.158	.160	.156	.149	.141	.124	.102	.072	---	---	---	---	---	
	0.9	.128	.143	.155	.164	.170	.173	.171	.162	.153	.133	.109	.077	---	---	---	---	---	
4.0 %	0.6	.108	.119	.128	.134	.139	.137	.134	.131	.127	.115	.098	.075	---	---	---	---	---	
	0.7	.119	.132	.142	.151	.157	.158	.152	.146	.139	.125	.106	.080	---	---	---	---	---	
	0.8	.131	.146	.158	.166	.171	.173	.168	.161	.153	.135	.114	.086	---	---	---	---	---	
	0.9	.145	.159	.171	.179	.185	.187	.185	.176	.167	.146	.122	.092	---	---	---	---	---	
5.0 %	0.6	.129	.139	.147	.153	.157	.154	.150	.147	.143	.130	.115	.096	.070	---	---	---	---	
	0.7	.144	.156	.166	.174	.179	.180	.173	.166	.159	.144	.126	.104	.075	---	---	---	---	
	0.8	.161	.175	.185	.192	.197	.198	.194	.185	.176	.158	.137	.112	.081	---	---	---	---	
	0.9	.178	.191	.202	.209	.214	.216	.215	.204	.194	.173	.149	.121	.088	---	---	---	---	
6.0 %	0.6	.150	.158	.165	.171	.174	.170	.166	.162	.158	.146	.132	.115	.092	---	---	---	---	
	0.7	.169	.180	.189	.196	.201	.202	.194	.187	.179	.164	.146	.125	.100	---	---	---	---	
	0.8	.191	.204	.212	.219	.222	.223	.219	.210	.200	.181	.161	.137	.109	---	---	---	---	
	0.9	.211	.223	.232	.239	.243	.245	.243	.233	.222	.200	.176	.149	.118	---	---	---	---	

ρ	γ	Valores de $\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$																
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
1.0 %	0.6	.035	.052	.065	.076	.084	.087	.087	.085	.080	.063	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.036	.053	.068	.079	.088	.092	.091	.088	.083	.064	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.036	.055	.071	.083	.091	.095	.094	.091	.086	.066	---	---	---	---	---	---	---
	0.9	.038	.058	.074	.086	.094	.099	.098	.094	.088	.067	---	---	---	---	---	---	---
1.5 %	0.6	.049	.064	.076	.086	.092	.094	.094	.091	.087	.072	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.050	.067	.080	.091	.098	.101	.099	.096	.091	.074	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.053	.070	.085	.096	.103	.107	.105	.101	.095	.077	---	---	---	---	---	---	---
	0.9	.056	.075	.089	.100	.108	.112	.111	.106	.099	.080	---	---	---	---	---	---	---
2.0 %	0.6	.061	.075	.086	.095	.100	.101	.100	.098	.094	.081	.057	---	---	---	---	---	---
	0.7	.065	.080	.092	.102	.109	.111	.108	.104	.099	.084	.060	---	---	---	---	---	---
	0.8	.069	.085	.099	.109	.115	.118	.116	.111	.105	.088	.062	---	---	---	---	---	---
	0.9	.074	.091	.105	.115	.122	.125	.124	.118	.111	.092	.065	---	---	---	---	---	---
2.5 %	0.6	.073	.086	.096	.103	.109	.109	.107	.105	.101	.089	.068	---	---	---	---	---	---
	0.7	.078	.092	.104	.113	.119	.121	.117	.113	.108	.094	.071	---	---	---	---	---	---
	0.8	.084	.100	.112	.121	.127	.130	.127	.121	.115	.099	.075	---	---	---	---	---	---
	0.9	.089	.107	.120	.129	.135	.138	.137	.130	.123	.104	.079	---	---	---	---	---	---
3.0 %	0.6	.084	.096	.105	.112	.117	.116	.114	.112	.108	.096	.078	---	---	---	---	---	---
	0.7	.091	.104	.115	.123	.129	.131	.126	.122	.116	.103	.082	---	---	---	---	---	---
	0.8	.099	.114	.126	.134	.139	.141	.138	.132	.126	.109	.087	---	---	---	---	---	---
	0.9	.108	.123	.135	.143	.149	.152	.150	.143	.135	.117	.092	---	---	---	---	---	---
3.5 %	0.6	.095	.106	.114	.121	.125	.124	.122	.119	.115	.104	.087	.063	---	---	---	---	---
	0.7	.104	.116	.126	.134	.139	.141	.136	.131	.125	.112	.093	.066	---	---	---	---	---
	0.8	.114	.128	.139	.146	.151	.153	.149	.143	.136	.126	.099	.070	---	---	---	---	---
	0.9	.124	.138	.149	.157	.163	.165	.163	.156	.147	.129	.105	.075	---	---	---	---	---
4.0 %	0.6	.106	.115	.123	.129	.133	.131	.129	.126	.122	.111	.096	.074	---	---	---	---	---
	0.7	.116	.128	.137	.145	.149	.151	.145	.140	.134	.121	.103	.079	---	---	---	---	---
	0.8	.128	.142	.152	.159	.163	.165	.161	.154	.147	.130	.110	.084	---	---	---	---	---
	0.9	.141	.154	.164	.171	.176	.178	.177	.168	.160	.141	.118	.090	---	---	---	---	---
5.0 %	0.6	.125	.134	.141	.146	.149	.146	.143	.140	.136	.126	.112	.093	.068	---	---	---	---
	0.7	.140	.151	.159	.166	.170	.170	.164	.158	.152	.138	.122	.101	.073	---	---	---	---
	0.8	.157	.169	.177	.183	.187	.188	.181	.176	.168	.152	.132	.109	.079	---	---	---	---
	0.9	.172	.184	.193	.199	.203	.205	.203	.195	.185	.166	.143	.117	.085	---	---	---	---
6.0 %	0.6	.145	.152	.158	.162	.165	.161	.158	.154	.151	.140	.127	.111	.090	---	---	---	---
	0.7	.164	.173	.181	.187	.190	.190	.184	.177	.171	.156	.140	.121	.097	---	---	---	---
	0.8	.185	.195	.202	.207	.210	.211	.207	.199	.191	.173	.154	.132	.106	---	---	---	---
	0.9	.203	.213	.221	.227	.230	.231	.230	.221	.211	.191	.169	.144	.114	---	---	---	---

ρ	γ	Valores de $\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$												
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
1.0	0.6	.035	.051	.065	.075	.082	.085	.086	.084	.080	.062	---	---	---
	0.7	.036	.053	.067	.078	.086	.090	.089	.087	.082	.063	---	---	---
	0.8	.037	.054	.069	.081	.089	.093	.093	.089	.083	.065	---	---	---
	0.9	.038	.057	.073	.084	.092	.096	.096	.092	.087	.066	---	---	---
1.5	0.6	.049	.063	.075	.084	.090	.092	.092	.090	.086	.071	---	---	---
	0.7	.050	.066	.079	.089	.096	.098	.098	.094	.089	.073	---	---	---
	0.8	.053	.069	.083	.094	.100	.104	.104	.100	.093	.076	---	---	---
	0.9	.056	.073	.087	.098	.105	.109	.108	.103	.097	.079	---	---	---
2.0	0.6	.061	.074	.084	.092	.098	.099	.098	.096	.092	.079	.057	---	---
	0.7	.064	.078	.090	.099	.105	.107	.105	.102	.097	.083	.059	---	---
	0.8	.068	.084	.096	.105	.111	.114	.112	.108	.102	.086	.061	---	---
	0.9	.073	.089	.102	.111	.118	.121	.120	.114	.108	.090	.063	---	---
2.5	0.6	.072	.084	.093	.100	.105	.105	.104	.102	.098	.087	.067	---	---
	0.7	.077	.090	.101	.109	.114	.116	.113	.109	.105	.091	.070	---	---
	0.8	.083	.097	.109	.117	.122	.125	.122	.117	.112	.096	.073	---	---
	0.9	.089	.104	.116	.124	.130	.133	.132	.126	.119	.102	.077	---	---
3.0	0.6	.083	.094	.102	.108	.112	.112	.110	.108	.105	.094	.077	---	---
	0.7	.090	.102	.111	.119	.124	.125	.121	.117	.113	.100	.081	---	---
	0.8	.097	.111	.121	.129	.133	.135	.132	.127	.121	.106	.085	---	---
	0.9	.105	.119	.130	.138	.143	.145	.144	.137	.130	.113	.090	---	---
3.5	0.6	.093	.103	.111	.116	.120	.119	.117	.114	.111	.101	.085	.062	---
	0.7	.102	.113	.122	.129	.133	.134	.130	.126	.121	.108	.090	.065	---
	0.8	.111	.124	.133	.140	.144	.146	.143	.137	.131	.116	.096	.069	---
	0.9	.120	.133	.143	.151	.155	.157	.156	.149	.141	.124	.102	.073	---
4.0	0.6	.103	.112	.119	.124	.127	.125	.123	.121	.117	.108	.093	.072	---
	0.7	.113	.124	.132	.138	.142	.143	.138	.134	.129	.116	.100	.077	---
	0.8	.125	.137	.145	.151	.155	.156	.153	.147	.141	.126	.107	.082	---
	0.9	.136	.147	.157	.164	.168	.169	.168	.161	.153	.135	.114	.087	---
5.0	0.6	.121	.129	.135	.139	.141	.139	.136	.133	.130	.121	.108	.091	.067
	0.7	.136	.145	.152	.158	.161	.161	.156	.151	.145	.133	.118	.098	.071
	0.8	.151	.161	.169	.174	.177	.177	.174	.167	.160	.145	.127	.105	.077
	0.9	.165	.175	.183	.189	.192	.193	.192	.185	.176	.158	.138	.113	.082
6.0	0.6	.139	.145	.150	.154	.155	.152	.149	.146	.143	.134	.122	.107	.087
	0.7	.157	.165	.172	.177	.179	.179	.173	.168	.162	.149	.135	.117	.094
	0.8	.177	.185	.192	.196	.198	.198	.195	.188	.181	.165	.148	.127	.102
	0.9	.193	.203	.210	.214	.217	.218	.216	.209	.200	.182	.161	.138	.110

ρ	γ	Valores de $\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$												
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
1.0	0.6	.035	.051	.064	.074	.081	.084	.084	.083	.079	.062	---	---	---
	0.7	.036	.053	.066	.077	.084	.088	.087	.085	.081	.063	---	---	---
	0.8	.036	.054	.069	.080	.087	.091	.091	.088	.083	.064	---	---	---
	0.9	.038	.056	.071	.082	.090	.094	.094	.091	.085	.066	---	---	---
1.5	0.6	.049	.063	.074	.082	.088	.090	.090	.088	.085	.070	---	---	---
	0.7	.050	.066	.077	.087	.093	.096	.094	.092	.088	.072	---	---	---
	0.8	.052	.068	.081	.091	.097	.101	.099	.096	.091	.075	---	---	---
	0.9	.055	.072	.085	.095	.102	.105	.104	.100	.095	.077	---	---	---
2.0	0.6	.061	.073	.083	.090	.095	.096	.095	.093	.090	.078	.056	---	---
	0.7	.063	.077	.088	.096	.101	.103	.102	.099	.095	.081	.058	---	---
	0.8	.067	.082	.093	.102	.107	.110	.108	.105	.100	.084	.060	---	---
	0.9	.071	.086	.098	.107	.113	.116	.115	.110	.105	.088	.062	---	---
2.5	0.6	.072	.082	.091	.097	.101	.101	.101	.099	.096	.085	.066	---	---
	0.7	.076	.088	.098	.105	.110	.111	.109	.106	.102	.089	.069	---	---
	0.8	.081	.095	.105	.113	.117	.119	.117	.113	.108	.094	.072	---	---
	0.9	.087	.101	.112	.120	.125	.127	.126	.121	.115	.099	.075	---	---
3.0	0.6	.082	.091	.099	.104	.108	.107	.106	.104	.101	.092	.075	---	---
	0.7	.088	.099	.108	.114	.118	.119	.116	.113	.109	.097	.079	---	---
	0.8	.094	.107	.116	.123	.127	.129	.127	.122	.117	.103	.083	---	---
	0.9	.102	.114	.124	.132	.136	.138	.137	.131	.125	.109	.087	---	---
3.5	0.6	.091	.100	.107	.111	.114	.113	.112	.110	.107	.098	.083	.060	---
	0.7	.099	.109	.117	.123	.127	.127	.124	.120	.116	.105	.088	.064	---
	0.8	.108	.119	.128	.134	.137	.138	.136	.131	.125	.112	.093	.067	---
	0.9	.116	.128	.137	.144	.148	.149	.148	.142	.135	.120	.099	.071	---
4.0	0.6	.100	.108	.114	.118	.121	.119	.118	.116	.113	.104	.091	.071	---
	0.7	.110	.119	.126	.132	.135	.135	.132	.128	.123	.112	.097	.075	---
	0.8	.120	.131	.138	.144	.147	.148	.145	.140	.134	.121	.103	.079	---
	0.9	.130	.141	.149	.155	.159	.160	.159	.153	.146	.130	.110	.084	---
5.0	0.6	.117	.123	.128	.132	.133	.131	.129	.127	.124	.116	.104	.088	.065
	0.7	.130	.138	.145	.149	.151	.151	.147	.143	.138	.127	.113	.095	.069
	0.8	.145	.153	.160	.164	.167	.167	.164	.158	.152	.139	.122	.102	.074
	0.9	.157	.167	.174	.179	.182	.182	.180	.175	.167	.151	.132	.109	.079
6.0	0.6	.133	.138	.142	.145	.146	.143	.141	.138	.135	.127	.117	.103	.084
	0.7	.150	.157	.162	.166	.168	.167	.163	.158	.153	.142	.129	.112	.091
	0.8	.168	.175	.181	.184	.186	.186	.183	.177	.171	.157	.141	.122	.098
	0.9	.183	.192	.198	.202	.204	.204	.202	.197	.189	.172	.154	.132	.106



DISEÑO DE COLUMNAS

DATOS:

$$b = 40$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 70$$

$$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_u = 190000 \text{ K}$$

$$M_u = 65000 \text{ K-m.}$$

- 1) SE ESCOGE RELACION CONVENIENTE DE ACEROS; EN ESTE CASO:

$$\Delta s_x = 0.30 \rho \times b h$$

$$\Delta s_y = 0.70 \rho \times b h$$

PARA LO CUAL SE SELECCIONA LA TABLA 5.6

- 2) SE CALCULA γ TOMANDO UN RECUBRIMIENTO DE 2.5 CMS.

$$\gamma_b = \frac{40 - 5}{40} = 0.875$$

$$\gamma_h = \frac{70 - 5}{70} = 0.928$$

$$\text{SE ADOPTA } \gamma = 0.90$$

SE CALCULAN u Y v

$$u = \frac{M_u}{f'_c b h^2} = \frac{6500000}{250 \times 40 \times 70^2} = 0.133$$

$$v = \frac{P_u}{f'_c b h} = \frac{190000}{250 \times 40 \times 70} = 0.27$$



- 4) CON ESTOS VALORES SE ENTRA EN LA TABLA INTERPOLANDO PARA γ ENTRE 0.25 Y 0.30 Y PARA μ ENTRE 0.135 Y 0.131 ; SE OBTIENE :

$$\rho = 1.5 \%$$

- 5) SE CALCULA A_s :

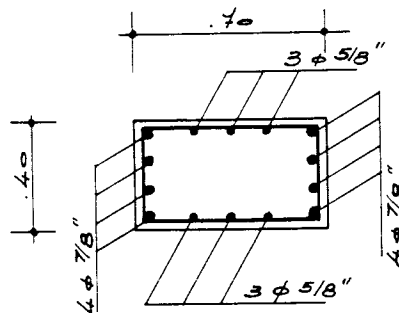
$$A_s = \rho b h = 0.015 \times 40 \times 70 = 42.00 \text{ cm}^2$$

- 6) SE REPARTE ENTRE LAS CARAS SEGUN LAS PROPORCIONES ESTABLECIDAS :

$$A_{sx} = 0.30 \times 42 = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} = 0.70 \times 42 = 29.4 \text{ cm}^2$$

ESTAS CANTIDADES DEBEN REPARTIRSE ENTRE AMBAS CARAS.



Corte, Torsión y Ménsula

6



ASPECTOS GENERALES

En las Normas COVENIN-MINDUR 1753-81 el diseño de las secciones sometidas a corte es relativamente sencillo y se trabaja preferentemente con cortes totales y no con esfuerzos cortantes como ha sido práctica profesional frecuente y enfoque bastante empleado por otras Normas.

Sin embargo, dichas Normas COVENIN-MINDUR también establecen vías para estudiar el corte por procedimientos más sofisticados haciendo intervenir la influencia de fuerzas axiales y momentos flectores.

En zonas sísmicas debe detallarse bien la disposición de estribos y cumplir con áreas mínimas de refuerzo y separaciones máximas de ellas que contribuyan a una buena ductilidad de las vigas. Los valores requeridos se indican en el Flujo-grama.

A continuación se dan las tablas para el cálculo de las secciones transversales sometidas a corte. Son tres tipos de tablas que suministran la siguiente información.

Tablas 6.1 a 6.6 Resistencia nominal al corte ϕV_c , en kg, resistida por el concreto para las secciones más usuales y diversos valores de esfuerzos del concreto f'_c .

Tablas 6.7 a 6.14 Resistencia nominal al corte V_s , en kg, resistida por estribo perpendicularmente al eje de la viga. Las tablas son válidas para diversos valores de f'_c y f_y con estribos de 3/8" y de 1/2" de dos y cuatro ramas.

Tablas 6.15 a 6.22 Esfuerzos cortantes v_s y v_c en kg/cm^2 en vigas de sección rectangular. Las tablas son válidas para diversos valores de f'_c y f_y con estribos de 3/8" y de 1/2" de dos y cuatro ramas.



TABLA 6.1

$f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$

h cm	d cm	$\rho Vc = 0.53 \sqrt{f'c} (4d)$																h cm	d cm
		10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80			
10	6	331	477	552	618	693	768	843	918	993	1068	1143	1218	1293	1368	1443			
15	10	441	622	722	822	922	1022	1122	1222	1322	1422	1522	1622	1722	1822	1922			
20	14	552	789	913	1037	1161	1285	1409	1533	1657	1781	1905	2029	2153	2277	2401			
25	18	662	933	1087	1241	1395	1549	1703	1857	2011	2165	2319	2473	2627	2781	2935			
30	22	772	1083	1267	1451	1635	1819	2003	2187	2371	2555	2739	2923	3107	3291	3475			
35	26	882	1233	1437	1641	1845	2049	2253	2457	2661	2865	3069	3273	3477	3681	3885			
40	30	992	1383	1607	1831	2055	2279	2503	2727	2951	3175	3399	3623	3847	4071	4295			
45	34	1102	1533	1777	2021	2265	2509	2753	2997	3241	3485	3729	3973	4217	4461	4705			
50	38	1212	1683	1947	2211	2475	2739	3003	3267	3531	3795	4059	4323	4587	4851	5115			
55	42	1322	1833	2117	2401	2685	2969	3253	3537	3821	4105	4389	4673	4957	5241	5525			
60	46	1432	1983	2287	2581	2885	3179	3473	3767	4061	4355	4649	4943	5237	5531	5825			
65	50	1542	2133	2457	2761	3075	3379	3683	3987	4291	4595	4899	5203	5507	5811	6115			
70	54	1652	2283	2627	2941	3265	3579	3893	4207	4521	4835	5149	5463	5777	6091	6405			
75	58	1762	2433	2797	3121	3455	3779	4103	4427	4751	5075	5399	5723	6047	6371	6695			
80	62	1872	2583	2967	3301	3645	3989	4333	4677	5021	5365	5709	6053	6397	6741	7085			
85	66	1982	2733	3137	3481	3845	4209	4573	4937	5301	5665	6029	6393	6757	7121	7485			
90	70	2092	2883	3307	3651	4025	4409	4783	5157	5531	5905	6279	6653	7027	7401	7775			
95	74	2202	3033	3477	3831	4225	4629	5033	5437	5841	6245	6649	7053	7457	7861	8265			
100	78	2312	3183	3647	4011	4425	4849	5273	5697	6121	6545	6969	7393	7817	8241	8665			
105	82	2422	3333	3817	4191	4625	5069	5513	5957	6401	6845	7289	7733	8177	8621	9065			
110	86	2532	3483	3987	4371	4825	5289	5753	6217	6681	7145	7609	8073	8537	8991	9455			
115	90	2642	3633	4157	4551	5025	5509	5993	6477	6961	7445	7929	8413	8897	9381	9865			
120	94	2752	3783	4327	4731	5225	5729	6233	6737	7241	7745	8249	8753	9257	9761	10265			

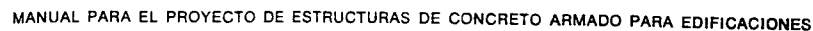


TABLA 6.2

$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$		$\rho Vc = 0.53 \sqrt{f'c} (4d)$																ρVc	
		10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80			
h	d	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	h		
10	6	382	573	765	956	1147	1338	1529	1720	1911	2102	2294	2485	2676	2867	3058	10		
15	10	513	769	1019	1274	1529	1784	2039	2294	2548	2803	3058	3313	3568	3823	4077	15		
20	14	644	966	1274	1593	1911	2230	2548	2867	3186	3504	3823	4141	4460	4778	5097	20		
25	18	775	1167	1529	1911	2294	2676	3059	3440	3823	4205	4587	4969	5352	5734	6116	25		
30	22	906	1378	1811	2230	2676	3122	3569	4016	4460	4906	5352	5798	6244	6690	7136	30		
35	26	1037	1589	2089	2598	3097	3596	4095	4594	5093	5592	6091	6590	7089	7588	8087	35		
40	30	1168	1780	2341	2902	3463	4024	4585	5146	5707	6268	6829	7390	7951	8512	9073	40		
45	34	1299	1951	2572	3193	3814	4435	5056	5677	6298	6919	7540	8161	8782	9403	10024	45		
50	38	1430	2122	2793	3464	4135	4806	5477	6148	6819	7490	8161	8832	9503	10174	10845	50		
55	42	1561	2313	3024	3735	4446	5157	5868	6579	7290	7991	8692	9393	10094	10795	11496	55		
60	46	1692	2463	3214	3965	4716	5467	6218	6969	7720	8471	9222	9973	10724	11475	12226	60		
65	50	1823	2615	3406	4197	4988	5779	6570	7361	8152	8943	9734	10525	11316	12107	12898	65		
70	54	1954	2766	3597	4428	5259	6090	6921	7752	8583	9414	10245	11076	11907	12738	13569	70		
75	58	2085	2917	3778	4639	5499	6360	7221	8082	8943	9804	10665	11526	12387	13248	14109	75		
80	62	2216	3068	3969	4870	5771	6672	7573	8474	9375	10276	11177	12078	12979	13880	14781	80		
85	66	2347	3219	4130	5041	5942	6843	7744	8645	9546	10447	11348	12249	13150	14051	14952	85		
90	70	2478	3360	4291	5232	6173	7114	8055	8996	9937	10878	11819	12760	13701	14642	15583	90		
95	74	2609	3501	4452	5413	6374	7335	8296	9257	10218	11179	12140	13101	14062	15023	15984	95		
100	78	2740	3642	4603	5584	6565	7546	8527	9508	10489	11470	12451	13432	14413	15394	16375	100		
105	82	2871	3793	4774	5775	6776	7777	8778	9779	10780	11781	12782	13783	14784	15785	16786	105		
110	86	3002	3944	4945	5966	6967	7968	8969	9970	10971	11972	12973	13974	14975	15976	16977	110		
115	90	3133	4085	5086	6107	7108	8109	9110	10111	11112	12113	13114	14115	15116	16117	17118	115		
120	94	3264	4236	5237	6258	7259	8260	9261	10262	11263	12264	13265	14266	15267	16268	17269	120		



h		b		$\phi V_c = 0.53 \sqrt{f'c (ksi)}$																k			
in	cm	in	cm	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90					
8	6	4.27	6.1	695	1068	1282	1496	1710	1923	2137	2351	2564	2778	2992	3205	3419	3633	3846					
10	8	5.78	8.3	895	1425	1710	2279	2564	2849	3134	3419	3704	3989	4274	4559	4844	5128	5413					
12	10	7.12	10.6	1068	1425	2137	2493	2849	3205	3562	3918	4274	4630	4986	5342	5698	6054	6410					
15	12	8.95	12.9	1292	2137	2564	2992	3419	3846	4274	4701	5129	5556	5983	6411	6839	7267	7695					
17	14	997	1496	2493	2992	3498	3989	4488	4986	5485	5983	6482	6981	7479	7978	8476	8975	9474					
18	15	1068	1683	2137	2671	3205	3740	4274	4808	5342	5877	6411	6945	7479	8013	8547	9081	9615					
20	17	1211	1816	2422	3027	3633	4238	4844	5449	6055	6660	7265	7871	8476	9082	9687	10293	10898					
22	22	1353	2030	2707	3383	4060	4737	5414	6090	6767	7444	8120	8797	9474	10150	10827	11503	12179					
25	22	1567	2351	3134	3918	4701	5485	6268	7052	7835	8619	9402	10186	10969	11753	12537	13321	14105					
30	27	1923	2895	3846	4888	5778	6731	7683	8634	9586	10538	11490	12442	13394	14346	15298	16250	17202					
35	28	2137	2847	3552	4274	4986	5698	6411	7123	7835	8548	9260	9972	10685	11397	12109	12821	13533					
40	33	2564	3562	4452	5342	6233	7123	8013	8904	9794	10685	11575	12465	13356	14246	15136	16027	16917					
45	38	2849	3740	4630	5520	6411	7299	8188	9078	9968	10858	11748	12638	13528	14418	15308	16198	17088					
50	43	3205	4238	5129	6020	6911	7801	8692	9582	10473	11363	12253	13143	14033	14923	15813	16703	17593					
55	48	3562	4630	5698	6767	7835	8904	9972	11041	12110	13179	14248	15317	16386	17455	18524	19593	20662					
60	53	3918	5086	6154	7222	8290	9358	10426	11494	12562	13630	14698	15766	16834	17902	18970	20038	21106					
65	58	4274	5442	6610	7778	8946	10114	11282	12450	13618	14786	15954	17122	18290	19458	20626	21794	22962					
70	63	4630	5898	7166	8434	9702	10970	12238	13506	14774	16042	17310	18578	19846	21114	22382	23650	24918					
75	68	4986	6254	7522	8790	10058	11326	12594	13862	15130	16398	17666	18934	20202	21470	22738	24006	25274					
80	73	5342	6610	7878	9146	10414	11682	1295															



h		b		$\phi V C = 0.53 \sqrt{f' \cdot c} \text{ (ksi)}$																τ (ksi)	
		b	d	18	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80			
8	6	468	705	936	1170	1405	1639	1873	2107	2341	2575	2809	3043	3277	3511	3745	3979	4213			
10	8	624	916	1240	1564	1887	2211	2535	2859	3183	3507	3831	4155	4479	4803	5127	5451	5775			
12	10	788	1178	1561	1951	2334	2717	3101	3484	3867	4250	4633	5016	5399	5782	6165	6548	6931			
14	12	936	1405	1873	2341	2809	3277	3745	4214	4682	5150	5618	6086	6554	7023	7491	7959	8427			
16	14	1072	1639	2185	2731	3277	3823	4378	4916	5462	6008	6554	7101	7647	8193	8739	9285	9831			
18	16	1178	1756	2341	2926	3511	4097	4682	5267	5852	6437	7023	7608	8193	8778	9363	9948	10533			
20	18	1326	1990	2653	3316	3979	4642	5305	5969	6632	7296	7959	8622	9285	9948	10611	11274	11937			
22	20	1483	2224	2985	3706	4468	5189	5930	6671	7413	8154	8895	9637	10378	11119	11860	12601	13342			
24	22	1717	2575	3433	4292	5150	6008	6867	7725	8583	9441	10300	11158	12016	12875	13733	14591	15449			
26	24	2107	3168	4214	5267	6328	7374	8427	9481	10534	11587	12641	13694	14747	15801	16854	17907	18960			
28	26	2381	3581	4781	5981	7181	8381	9581	10781	11981	13181	14381	15581	16781	17981	19181	20381	21581			
30	28	2591	3891	5091	6291	7491	8691	9891	11091	12291	13491	14691	15891	17091	18291	19491	20691	21891			
32	30	2801	4101	5301	6501	7701	8901	10101	11301	12501	13701	14901	16101	17301	18501	19701	20901	22101			
34	32	3011	4311	5511	6711	7911	9111	10311	11511	12711	13911	15111	16311	17511	18711	19911	21111	22311			
36	34	3221	4521	5721	6921	8121	9321	10521	11721	12921	14121	15321	16521	17721	18921	20121	21321	22521			
38	36	3431	4731	5931	7131	8331	9531	10731	11931	13131	14331	15531	16731	17931	19131	20331	21531	22731			
40	38	3641	4941	6141	7341	8541	9741	10941	12141	13341	14541	15741	16941	18141	19341	20541	21741	22941			
42	40	3851	5151	6351	7551	8751	9951	11151	12351	13551	14751	15951	17151	18351	19551	20751	21951	23151			
44	42	4061	5361	6561	7761	8961	10161	11361	12561	13761	14961	16161	17361	18561	19761	20961	22161	23361			
46	44	4271	5571	6771	7971	9171	10371														

TABLE 6.7

ESTRIBOS: ϕ 3/8"													2 RAMAS													[kg]													f v = 2800 kg/cm ²												
s				V s =				AV f v d				s				h				c				h				c				h				c															
d		ca		ca		ca		ca		ca		ca		ca		ca		ca		ca		ca		ca		ca		ca		ca		ca		ca																	
h	d	ca	ca	h	d	ca	ca	h	d	ca	ca	h	d	ca	ca	h	d	ca	ca	h	d	ca	ca	h	d	ca	ca	h	d	ca	ca	h	d	ca	ca																
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35																	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35																	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35																	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35																	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35																	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35																	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35																	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35																	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35																	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35																	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35																	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35																	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35																	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35																	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11																																									



TABLE 6.8

[illegible]



ESTRIBOS: ϕ 1/2"													2 RAMAS													fy = 2800 kg/cm ²															
h		d		s		Vs = $\frac{Av \cdot fy \cdot d}{s}$												[kg]												fy = 2800 kg/cm ²											
cm	in	cm	in	cm	in	5	6	7	8	9	10	11	12	15	17.5	20	22.5	25	30	35	40	h	cm																		
12	18	12	18	12	18	1424	1185	1016	889	792	712	645	592	548	512	480	450	422	396	372	350	12	18																		
15	22	15	22	15	22	1785	1424	1212	1068	943	834	745	675	612	558	504	450	396	342	288	15	22																			
18	27	18	27	18	27	1914	1535	1324	1164	1020	896	796	716	646	582	528	474	420	366	312	18	27																			
21	32	21	32	21	32	2136	1758	1546	1386	1242	1118	1018	938	868	804	750	696	642	588	534	21	32																			
24	36	24	36	24	36	2418	2016	1804	1644	1500	1376	1276	1206	1142	1088	1034	980	926	872	818	24	36																			
27	41	27	41	27	41	2702	2252	2040	1880	1736	1612	1512	1442	1378	1324	1270	1216	1162	1108	1054	27	41																			
30	46	30	46	30	46	3145	2687	2475	2315	2171	2047	1947	1877	1813	1759	1705	1651	1597	1543	1489	30	46																			
33	51	33	51	33	51	3284	2842	2630	2470	2326	2202	2102	2032	1968	1914	1860	1806	1752	1698	1644	33	51																			
36	56	36	56	36	56	3538	3096	2884	2724	2580	2456	2356	2286	2222	2168	2114	2060	2006	1952	1898	36	56																			
39	61	39	61	39	61	3678	3236	3024	2864	2720	2596	2496	2426	2362	2308	2254	2200	2146	2092	2038	39	61																			
42	66	42	66	42	66	3828	3386	3174	3014	2870	2746	2646	2576	2512	2458	2404	2350	2296	2242	2188	42	66																			
45	71	45	71	45	71	3978	3536	3324	3164	3020	2896	2796	2726	2662	2608	2554	2500	2446	2392	2338	45	71																			
48	76	48	76	48	76	4128	3686	3474	3314	3170	3046	2946	2876	2812	2758	2704	2650	2596	2542	2488	48	76																			
51	81	51	81	51	81	4278	3836	3624	3464	3320	3196	3096	3026	2962	2908	2854	2800	2746	2692	2638	51	81																			
54	86	54	86	54	86	4428	3986	3774	3614	3470	3346	3246	3176	3112	3058	3004	2950	2896	2842	2788	54	86																			
57	91	57	91	57	91	4578	4136	3924	3764	3620	3496	3396	3326	3262	3208	3154	3100	3046	2992	2938	57	91																			
60	96	60	96	60	96	4728	4286	4074	3914	3770	3646	3546	3476	3412	3358	3304	3250	3196	3142	3088	60	96																			
63	101	63	101	63	101	4878	4436	4224	4064	3920	3796	3696	3626	3562	3508	3454	3400	3346	3292	3238	63	101																			
66	106	66	106	66	106	5028	4586	4374	4214	4070	3946	3846	3776	3712	3658	3604	3550	3496	3442	3388	66	106																			
69	111	69</																																							

[illegible]



TABLA 6.13

ESTRIBOS: ϕ 1/2"												
2 RAMAS												
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$												
h cm	d cm	c cm	Vs = $\frac{AVfyd}{s}$									
			5	6	7	8	9	10	11	12	15	17.5
8	6	12802	10668	9144	8001	7112	6401	5819	5326	4267	3658	2808
10	8	17869	14224	12192	10668	9483	8534	7759	7112	5890	4877	3793
12	10	21336	17780	15240	13335	11853	10668	9698	8870	7412	6096	4791
15	12	25683	21336	18288	16002	14224	12802	11638	10668	8534	7112	5598
17	14	29870	24692	21336	18669	16595	14935	13377	12446	9937	8534	6638
19	16	32904	26670	22668	20003	17780	16002	14547	13335	10668	9144	7112
20	17	34271	30226	25988	22670	20151	18136	16487	15113	12898	10363	8068
22	19	40538	33782	28956	25337	22521	20249	18627	16891	13513	11582	9089
25	22	46539	39116	33528	29337	26077	23478	21336	19558	15644	13411	10331
30	27	57687	48006	41148	36005	32004	28804	26185	24083	19282	16459	12882
25	20	42672	35340	30488	26670	23787	21336	19396	17780	14224	12192	9483
30	25	51340	44458	38180	33338	29633	26670	24245	22223	17780	15240	11853
35	30	60080	53340	45728	40105	35568	32884	29975	26670	21336	18288	14224
40	35	74676	62248	53340	46673	41487	37338	33944	31115	24872	21336	16595
45	40	85344	71120	60908	53340	47413	42672	38793	35568	28448	24304	18965
50	45	94012	80010	69008	60908	53340	48006	43642	40005	32884	27432	21336
55	50	104608	89908	78208	66675	59267	51481	44495	40005	33408	28670	23787
60	55	117748	97790	83920	73343	65193	56674	48919	43642	35768	30819	26877
65	60	128016	106680	91448	80018	71120	60908	53340	48005	39116	33528	28448
70	65	136804	113578	99868	86678	77047	67452	58987	52238	42672	36576	30819
75	70	149352	124468	108688	93453	82773	74676	67887	62238	48784	42672	36576
80	75	160820	133358	116338	100813	89908	80018	72738	66675	53340	48005	40005
85	80	170658	142248	124928	108688	94827	85344	77585	71120	58976	51816	45339
90	85	181356	151138	133768	116338	106688	96812	87284	79555	64008	54864	48005
95	90	192824	160820	144788	126683	112687	103466	92133	84455	67584	57912	50673
100	95	205672	169918	154208	133358	126683	116338	106688	96982	77120	64008	53340
105	100	219478	186678	168828	140018	124448	112014	101831	93343	74676	64008	56007
110	105	234826	195580	176448	146685	130387	117348	106688	97790	78232	67856	58674
115	110	250478	204478	186688	153353	136313	122682	111529	102235	81788	70184	61341
120	115	265344	213360	196688	160025	143353	130387	122682	111529	90223	78184	67856

TABLA 6.14

ESTRIBOS: ϕ 1/2"												
4 RAMAS												
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$												
h cm	d cm	c cm	Vs = $\frac{AVfyd}{s}$									
			5	6	7	8	9	10	11	12	15	17.5
8	6	25403	21336	18288	16002	14224	12802	11638	10668	8534	7112	5598
10	8	34338	28448	24304	21336	18668	16595	15117	14224	11379	9754	8534
12	10	42672	35568	30488	26670	23787	21336	19396	17780	14224	12192	9483
15	12	51286	42672	36576	32884	28448	25683	23276	21336	17869	14638	12802
17	14	59741	49784	42672	37338	33189	29878	27155	24972	19914	17069	14935
18	15	64008	53340	45728	40005	35568	32884	29995	26670	21336	18288	16002
20	17	72542	60432	51816	45339	40381	36271	32974	30226	24181	20268	18136
22	19	81877	67564	57912	50673	45843	40538	36853	33782	27826	23165	20268
25	22	93878	78232	67856	58674	52155	46539	42672	39116	31293	26822	23478
30	27	115214	96012	82766	72089	64008	57487	52370	48006	38485	32918	28804
25	20	85344	71120	60908	53340	47413	42672	38793	35568	28448	24304	21336
30	25	106680	89908	78208	66675	59267	51481	44495	40005	33408	28670	23787
35	30	128016	106680	91448	80018	71120	60908	53340	48005	39116	33528	28448
40	35	149352	124468	108688	93453	82773	74676	67887	62238	48784	42672	36576
45	40	170658	142248	124928	108688	94827	85344	77585	71120	58976	51816	45339
50	45	192824	160820	144788	126683	112687	103466	92133	84455	67584	57912	50673
55	50	219478	186678	168828	140018	124448	112014	101831	93343	74676	64008	56007
60	55	248266	204478	186688	153353	136313	122682	111529	102235	81788	70184	61341
65	60	277584	231148	198128	173353	154993	143352	133776	124448	99568	85344	74676
70	65	298704	246708	213368	186696	165947	149352	136884	126876	103466	89568	78232
75	70	320648	265708	228608	200025	177800	160028	145473	133358	106688	91448	80018
80	75	343376	284408	246708	213368	186696	165947	149352	136884	126876	103466	91448
85	80	367212	302268	259888	226695	201378	181356	164869	151171	124248	103632	80680
90	85	391848	320648	274328	239888	211368	192824	174567	160028	128916	109728	90890
95	90	416584	339168	295568	253365	225213	202492	186265	168910	135128	115824	90890
100	95	441320	357688	314008	271368	240038	213368	192824	174567	140028	120916	101366
105	100	466056	376208	332808	289568	253365	225213	202492	186265	140028	120916	101366
110	105	490792	394728	351408	308068	266708	236678	213368	192824	140028	120916	101366
115	110	515528	413248	369968	326568	285368	253368	225213	202492	140028	120916	101366
120	115	540264	431768	388568	345168	303968	270268	243364	223858	184478	163576	142688



TABLA 6.15

ESTRIBOS: ϕ 3/8"		SEPARACION DE LOS ESTRIBOS [cm]																fy = 2800 kg/cm ²	
b	cm	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
10																			
15																			
20																			
25																			
30																			
35																			
40																			
45																			
50																			
55																			
60																			
65																			
70																			
75																			
80																			

V _c = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR EL CONCRETO EN Kg/cm ²			
f'c	V _c = 0.33/f'c	V _c = 1.86/f'c	V _c = 2.18/f'c
150	6.49	12.98	25.72
200	7.38	14.99	29.78
250	8.38	16.76	33.20
300	9.18	18.36	36.37
350	9.92	19.83	39.29
400	10.60	21.20	42.80

TABLA 6.16

ESTRIBOS: ϕ 3/8"		SEPARACION DE LOS ESTRIBOS [cm]																fy = 4200 kg/cm ²	
b	cm	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
10																			
15																			
20																			
25																			
30																			
35																			
40																			
45																			
50																			
55																			
60																			
65																			
70																			
75																			
80																			

V _c = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR EL CONCRETO EN Kg/cm ²			
f'c	V _c = 0.33/f'c	V _c = 1.86/f'c	V _c = 2.18/f'c
150	6.49	12.98	25.72
200	7.38	14.99	29.78
250	8.38	16.76	33.20
300	9.18	18.36	36.37
350	9.92	19.83	39.29
400	10.60	21.20	42.80



TABLA 6.17

		V_s = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR LOS ESTRIBOS Kg/cm ² ESTRIBOS: ϕ 3/8" 2 RAMAS $f_y = 4200$ Kg/cm ²															
		SEPARACION DE LOS ESTRIBOS [cm.]															
b	ca	5	6	7	8	9	10	11	12	15	17.5	20	22.5	25	30	35	
10	13																
15	20																
20	25																
25	30																
30	35																
35	40																
40	45																
45	50																
50	55																
55	60																
60	65																
65	70																
70	75																
75	80																

V_c = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR EL CONCRETO EN Kg/cm ²			
f'_c	$V_c = 8.53 \sqrt{f'_c}$	$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c}$	$V_c = 2.10 \sqrt{f'_c}$
150	6.49	12.98	25.72
200	7.58	14.99	29.78
250	8.39	16.76	33.28
300	9.18	18.36	36.37
350	9.92	19.83	39.29
400	10.66	21.28	42.00

TABLA 6.18

V _s = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR LOS ESTRIBOS EN Kg/cm ²																
ESTRIBOS: ϕ 1/2" 2 RAMAS $f_y = 4200$ Kg/cm ²																
SEPARACION DE LOS ESTRIBOS [cm.]																
b	ca	5	6	7	8	9	10	11	12	15	17.5	20	22.5	25	30	35
10	13															
15	20															
20	25															
25	30															
30	35															
35	40															
40	45															
45	50															
50	55															
55	60															
60	65															
65	70															
70	75															
75	80															
80	85															

V_c = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR EL CONCRETO EN Kg/cm ²			
f'_c	$V_c = 8.53 \sqrt{f'_c}$	$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c}$	$V_c = 2.10 \sqrt{f'_c}$
150	6.49	12.98	25.72
200	7.58	14.99	29.78
250	8.39	16.76	33.28
300	9.18	18.36	36.37
350	9.92	19.83	39.29
400	10.66	21.28	42.00



TABLA 6.19

		V_c = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR LOS ESTRIBOS EN Kg/cm ² ESTRIBOS: ϕ 3/8"																f_y = 2800 kg/cm ²			
		SEPARACION DE LOS ESTRIBOS [cm]																			
b	ca	5	6	7	8	9	10	11	12	13	15	17.5	20	22.5	25	30	35				
10																					
15																					
20																					
25																					
30																					
35																					
40																					
45																					
50																					
55																					
60																					
65																					
70																					
75																					
80																					

V_c = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR EL CONCRETO EN Kg/cm ²			
f'_c	$V_c = 0.33\sqrt{f'_c}$	$V_c = 1.06\sqrt{f'_c}$	$V_c = 2.10\sqrt{f'_c}$
150	6.49	12.90	25.72
200	7.38	14.99	29.78
250	8.38	16.76	33.28
300	9.18	18.36	36.37
350	9.92	19.83	39.29
400	10.60	21.28	42.00



TABLA 6.20

		V_c = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR LOS ESTRIBOS EN Kg/cm ² ESTRIBOS: ϕ 1/2"																f_y = 4200 kg/cm ²			
		SEPARACION DE LOS ESTRIBOS [cm]																			
b	ca	5	6	7	8	9	10	11	12	13	15	17.5	20	22.5	25	30	35				
10																					
15																					
20																					
25																					
30																					
35																					
40																					
45																					
50																					
55																					
60																					
65																					
70																					
75																					
80																					

V_c = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR EL CONCRETO EN Kg/cm ²			
f'_c	$V_c = 0.33\sqrt{f'_c}$	$V_c = 1.06\sqrt{f'_c}$	$V_c = 2.10\sqrt{f'_c}$
150	6.49	12.90	25.72
200	7.38	14.99	29.78
250	8.38	16.76	33.28
300	9.18	18.36	36.37
350	9.92	19.83	39.29
400	10.60	21.28	42.00



TABLA 6.21

		SEPARACION DE LOS ESTRIBOS															[cm.]		$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$	
		2. RAMAS																		
		ESTRIBOS: $\phi 1/2"$																		
		5	6	7	8	9	10	11	12	13	15	17.5	20	22.5	25	30	35			
b	ca																			
10	15																			
20	25																			
30	35																			
40	45																			
50	55																			
60	65																			
70	75																			
80																				

V_c = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR EL CONCRETO EN Kg/cm ²			
$f'c$	$V_c = 0.53\sqrt{f'c}$	$V_c = 1.06\sqrt{f'c}$	$V_c = 2.10\sqrt{f'c}$
150	6.49	12.98	25.72
200	7.58	14.99	29.70
250	8.38	16.76	33.20
300	9.18	18.36	36.37
350	9.92	19.83	39.29
400	10.68	21.20	42.00

TABLA 6.22

V_s = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR LOS ESTRIBOS EN Kg/cm ²																	
ESTRIBOS: ϕ 1/2"																	
SEPARACION DE LOS ESTRIBOS [cm.]																	
4 RAMAS																	
b	ca	5	6	7	8	9	10	11	12	13	15	17.5	20	22.5	25	30	35
10	15																
20	25																
30	35																
40	45																
50	55																
60	65																
70	75																
80																	
																	</

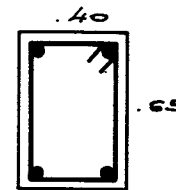
V_c = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR EL CONCRETO EN Kg/cm ²			
$f'c$	$V_c = 0.53\sqrt{f'c}$	$V_c = 1.06\sqrt{f'c}$	$V_c = 2.10\sqrt{f'c}$
150	6.49	12.98	25.72
200	7.58	14.99	29.70
250	8.38	16.76	33.20
300	9.18	18.36	36.37
350	9.92	19.83	39.29
400	10.68	21.20	42.00



DISEÑO DE SECCIONES SOMETIDAS A CORTE

DETERMINAR:

AREA Y SEPARACION DE LOS ESTRIBOS: ΔV Y S



DATOS:

$$V_u = 32000 \text{ K}$$

$$\phi = 0.85$$

(a una distancia "d" de la cara del apoyo).

$$b_w = 40 \text{ cm.}$$

$$d = 60 \text{ cm. } h = 65 \text{ cm.}$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

VIGA RESISTENTE A SISMO

A - USANDO TABLAS PARA

FUERZAS CORTANTES TOTALES.

A 1- DE LA TABLA N° ENTRANDO CON $h = 65$ Y $b_w = 40$ SE OBTIENE EL CORTE RESISTIDO POR EL CONCRETO:

$$\phi V_c = 17095 \text{ K}$$

A 2- SE CALCULA EL VALOR DE V_s

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{32000 - 17095}{0.85} = 17535 \text{ K}$$

A 3- SE USARAN ESTRIBOS DE $\phi 3/8"$

A 4- SE ENTRA EN LA TABLA N° CON $h = 65$ Y UN VALOR CERCANO A V_s (EN ESTE CASO SERIA 17892) Y SE OBTIENE UNA SEPARACION DE 20 cm.



A5- COMO SE TRATA DE UNA VIGA RESISTENTE A SISMO NO SE PERMITE UNA SEPARACION DE ESTRIBOS SUPERIOR A $\frac{d}{4}$; PORTANTO SE ADOPTAN ESTRIBOS DE $\phi 3/8$ " CADA 15 cm.

B- USANDO TABLAS PARA ESFUERZOS CORTANTES.

B1- SE CALCULA EL ESFUERZO CORTANTE ULTIMO NOMINAL:

$$v_n = \frac{V_u}{\phi b d} = \frac{32000}{.85 \times 40 \times 60} = 15.69$$

B2- SE TRABAJARA CON ESTRIBOS DE $\phi 3/8$ "; PARA LO CUAL SE EMPLEARA LA TABLA N° EN DICHA TABLA SE OBTIENE EL VALOR DE v_c CORRESPONDIENTE A $f'_c = 250$
 $v_c = 8.38 \text{ kg/cm}^2$

B3- SE CALCULA v_s :

$$v_s = v_u - v_c$$

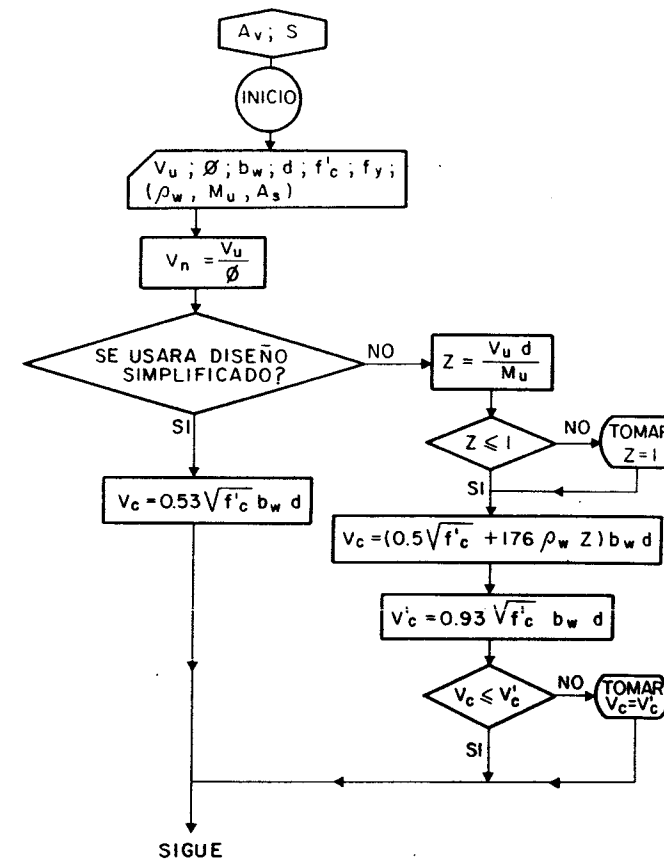
$$v_s = 15.69 - 8.38 = 7.31 \text{ kg/cm}^2$$

B4- TRABAJANDO CON LA MISMA TABLA N° , ENTRANDO CON $b_w = 40$ Y UN VALOR CERCANO A v_s (7.46 EN ESTE CASO), SE OBTIENE LA SEPARACION DE LOS ESTRIBOS : $s = 20 \text{ cm}$.

B5- COMO SE TRATA DE UNA VIGA RESISTENTE A SISMO NO SE PERMITE UNA SEPARACION MAYOR QUE $\frac{d}{4}$; POR LO QUE SE ADOPTAN ESTRIBOS DE $\phi 3/8$ " CADA 15 cm.

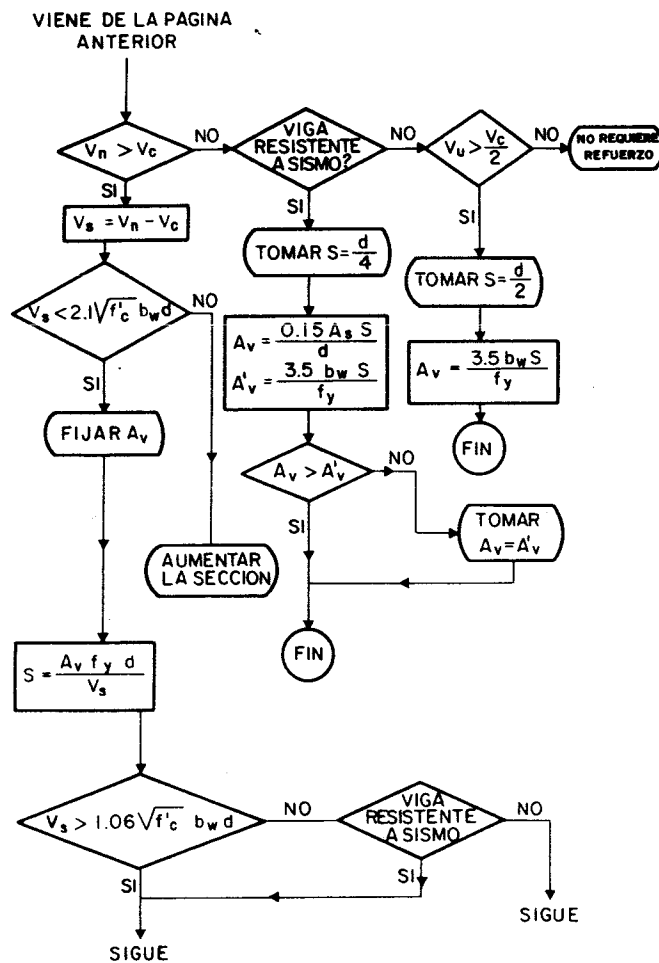


FLUJOGRAMA 6.1

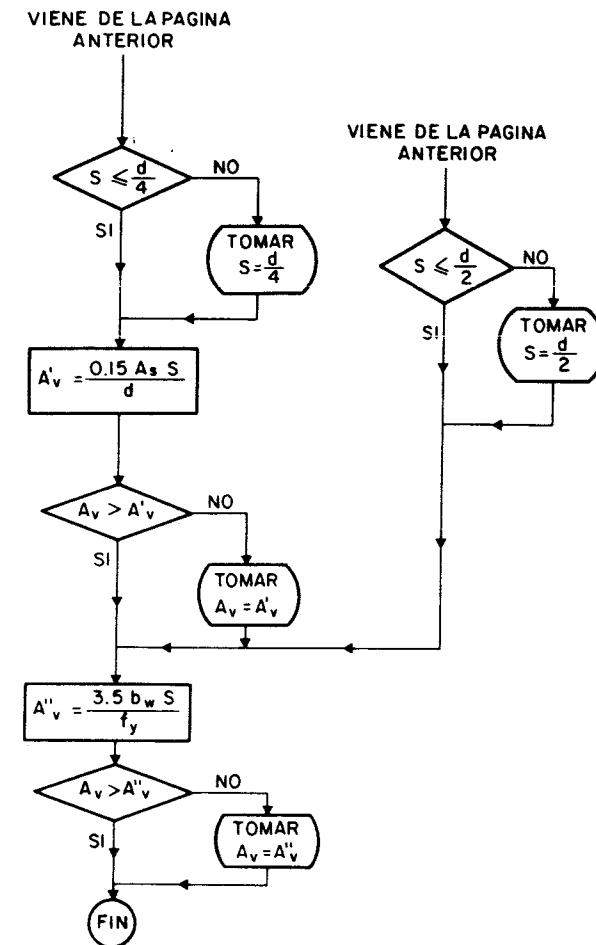




FLUJOGRAMA 6.1



FLUJOGRAMA 6.1





DISEÑO DE SECCIONES SOMETIDAS A CORTE.

DETERMINAR:

ÁREA Y SEPARACIÓN DE LOS
ESTRIBOS: Δv y S .

DATOS:

$V_u = 32.000 \text{ K}$ (a una distancia "d" de la cara del apoyo).
 $\phi = 0.85$
 $b_w = 40 \text{ cm.}$
 $d = 60 \text{ cm.}$ $h = 65 \text{ cm.}$
 $f'_c = 250 \text{ K/cm}^2$
 $f_y = 4.200 \text{ K/cm}^2$ $\Delta s = 12 \text{ cm}^2$
 VIGA RESISTENTE A SISMO

1) SE CALCULA EL CORTE NOMINAL

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{32.000}{0.85} = 37.647 \text{ K}$$

2) SE DISEÑARA EN FORMA SIMPLIFICADA POR LO CUAL SE CALCULA EL CORTE QUE TOMA EL CONCRETO SIN INCLUIR μ_u :

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{250} \times 40 \times 60 = 20.112 \text{ K}$$

3) COMO EL CORTE NOMINAL ES MAYOR QUE EL RESISTIDO POR EL CONCRETO SOLO, SE REQUIEREN ESTRIBOS:

SE CALCULARA V_s

$$V_s = V_n - V_c = 37.647 - 20.112 = 17.535 \text{ K}$$



4) SE COMPARA EL VALOR DE V_s CON EL MÁXIMO PERMITIDO:

$$V_{smax.} = 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_{smax.} = 2.1 \sqrt{250} \times 40 \times 60 = 79.689 \text{ K}$$

SE OBSERVA QUE V_s ES MENOR QUE ESTE VALOR POR LO CUAL SE MANTIENEN LAS DIMENSIONES Y SE PASA A CALCULAR EL REFUERZO.

5) SE FIJA EL ÁREA DE LAS BARRAS Y SE CALCULA LA SEPARACIÓN:

CON ESTRIBOS DE $\phi \frac{3}{8}$ " SE TIENE:

$$\Delta v = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{\Delta v f_y d}{V_s} = \frac{1.42 \times 4.200 \times 60}{17.535} = 20.4 \text{ cms.}$$

6) SE CALCULA EL VALOR DE CONTROL:

$$1.06 \sqrt{f'_c} b_w d = 1.06 \sqrt{250} \times 40 \times 60 = 40.224 \text{ K}$$

SE OBSERVA QUE V_s ES MENOR QUE ESTE VALOR, PERO COMO LA VIGA ES RESISTENTE A SISMO SE DEBE TENER SEPARACIÓN MÁXIMA DE LOS ESTRIBOS:

$$S = \frac{d}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cms.}$$

7) SE VERIFICA EL ÁREA DE ESTRIBOS:

$$\Delta'v = \frac{0.15 \Delta s S}{d} = \frac{0.15 \times 12.0 \times 15}{60} = 0.45$$

$$\Delta v > 0.45 \text{ OK.}$$

$$\Delta''v = \frac{3.5 b_w S}{f_y} = \frac{3.5 \times 40 \times 15}{4.200} = 0.50$$

$$\Delta v > 0.50 \text{ OK}$$



ASPECTOS GENERALES

El fenómeno de torsión se presenta en el caso de vigas balcón, vigas de planta curva, vigas con ménsulas dispuestas o cargadas asimétricamente, vigas que soportan voladizos, vigas que soportan losas semi-empotradas en ellas, etc., y en general en secciones en las cuales el plano de las cargas no contiene al eje de la viga.

FLUJOGRAMAS PARA DISEÑO POR TORSIÓN DE SECCIONES RECTANGULARES DE CONCRETO ARMADO

En las Normas COVENIN-MINDUR 1753-81 se dan criterios y fórmulas para el diseño de secciones sometidas a torsión.

A fin de facilitar y sistematizar la aplicación de esas Normas se ha preparado un flujograma donde se siguen detalladamente los diversos pasos requeridos para diseñar dichas secciones.

Se incluyen también ejemplos de aplicación del flujograma.

TABLAS DE "PROPIEDADES DE SECCIONES SOMETIDAS A TORSIÓN"

Se incluyen tablas con los valores de los esfuerzos máximos y la rigidez de secciones sometidas a torsión.

Los esfuerzos se calculan por la teoría de Saint-Venant.

Se incluyen unas tablas correspondientes a las secciones rectangulares de concreto armado; en ellas se dan coeficientes para calcular el esfuerzo máximo (según Saint-Venant), la rigidez y la relación de rigideces entre flexión y torsión.

Se dan ejemplos de aplicación de estas tablas.



NOTACION

Se ha usado la misma notación de las Normas COVENIN-MINDUR 1753-81 con las siguientes adiciones:

G	= módulo de elasticidad para fuerza cortante ($G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$);
J^*	= factor de torsión;
J_1, J_2, J_3	= términos por el cálculo de J^* ;
S_f	= rigidez a flexión (se ha tomado igual a $\frac{4EI}{L}$);
S_t	= rigidez a torsión;
a	= lado de la sección;
c	= lado de la sección;
j^*	= coeficiente para calcular el factor de torsión;
k, k'	= relación entre la rigidez a flexión y la rigidez a torsión;
t	= espesor del ala de las vigas;
z, z_1	= dimensiones de la sección;
α	= ángulo de torsión;
β_1, β_2	= coeficientes para el cálculo de J^* ;
ϕ	= coeficiente para el cálculo del esfuerzo máximo;
μ	= módulo de Poisson (para el cálculo de las tablas se ha tomado $\mu = 1/6$);
$\tau_{\text{máx}}$	= esfuerzo máximo de torsión.

BIBLIOGRAFIA

- Hsu y Kemp
"Tentative design criteria for torsion". ACI Journal V 66, N°1
Enero de 1969 - Detroit, EE.UU.



- Le Covec, J.
"Memento d'emploi des regles B.A. 1960"
Ed Dunod - París, 1964.
- Mattock, A. H.
"How to design for torsion"
Special Publication N° 18
"Torsion of structural concrete"
American Concrete Institute
Detroit, 1968.
- Merriman y Wiggin
"American Civil Engineers' Handbook"
Ed John Wiley and Sons
New York, 1930.
- Park, R. y Paulay, L.
"Reinforced concrete structures"
Ed Wiley-Interscience
New York, 1975.



PROPIEDADES DE SECCIONES RECTANGULA- -RES, SOMETIDAS A TORSION.

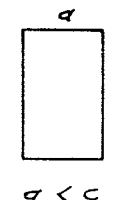
- ① ESFUERZO MAXIMO DE TORSION
SEGUN SAINT-VENAN.

$$\tau_{max.} = \varphi \frac{T}{a^2 c}$$

$$\varphi = 3 + \frac{2.60}{0.45 + \frac{c}{a}} \quad (\text{VER TABLA})$$

SEGUN TEORIA DE ESTADOS LIMITES:

$$\tau_{max.} = \rho_{ute} \frac{T}{a^2 c} \quad \rho_{ute} = \frac{2}{1 + \frac{a}{3c}} \quad (\text{VER TABLA})$$



- ② RIGIDEZ A TORSION:

$$S_t = \frac{GJ}{L}$$

$$J^* = j^* a^3 c$$

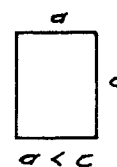
$$j = \frac{1}{3} \left[1 - 0.63 \frac{a}{c} \left(1 - \frac{a^4}{12c^4} \right) \right] \quad (\text{VER TABLA})$$

- ③ RELACION ENTRE RIGIDEZ A FLEXION Y
RIGIDEZ A TORSION DE UNA VIGA:

$$\frac{S_f}{S_t} = \frac{4E \frac{I}{L}}{\frac{GJ^*}{L}} ;$$

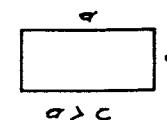
VIGA COLOCADA EN ESTA POSICION:

$$K = \frac{S_f}{S_t} = \frac{2(1+u)}{3j^*} \frac{c^2}{a^2} \quad (\text{VER TABLA})$$



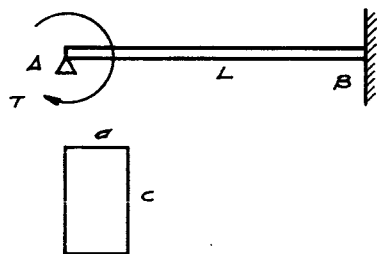
VIGA COLOCADA EN ESTA POSICION:

$$K' = \frac{S_f}{S_t} = \frac{2(1+u)}{3j^*} \quad (\text{VER TABLA})$$



SECCIONES SOMATIDAS A TORSION

- ① EN LA VIGA MOSTRADA CALCULAR ESFUERZO MAXIMO, RIGIDEZ Y ANGULO DE TORSION, ASI COMO RELACION ENTRE RIGIDEZ A FLEXION Y RIGIDEZ A TORSION.



DATOS :

$$a = 30 \text{ cms.}$$

$$c = 60 \text{ cms.}$$

$$L = 800 \text{ cms.}$$

$$E = 238750 \text{ K/cm}^2$$

$$T = 200000 \text{ K-cm}$$

$$\mu = 1/6$$

- 1-1 SE CALCULA a/c PARA ENTRAR EN LA TABLA

$$a/c = \frac{30}{60} = 0.50$$

- 1-2 SE ENTRA EN LA TABLA CON ESTE VALOR Y SE OBTIENEN LOS COEFICIENTES :

$$\rho = 4.06$$

$$j^* = 0.2289$$

$$k = 13.5900$$

- 1-3 SE CALCULA EL VALOR DE $\tau_{max.}$:

$$\tau_{max.} = \rho \frac{T}{a^2 c} = 4.06 \frac{200.000}{30^2 \times 60} = 15.04 \text{ K/cm}^2$$



- 1-4 SE CALCULAN EL FACTOR DE TORSION Y LA RIGIDEZ A TORSION:

$$j^* = j^* a^3 c = 0.2289 \times 30^3 \times 60 =$$

$$j^* = 370818 \text{ cm}^4$$

$$S_t = \frac{6 j^*}{L} = \frac{238750 \times 370818}{2(1 + 1/6) 800} =$$

$$S_t = 47428283$$

- 1-5 SE CALCULA EL ANGULO DE TORSION :

$$\alpha = \frac{T}{S_t} = \frac{200000}{47428283} = 0.0042 \text{ rad.}$$

- 1-6 LA RELACION ENTRE LA RIGIDEZ A FLEXION Y TORSION SE SACA DE LA TABLA :

$$K = \frac{S_f}{S_t} = 13.5916$$

SE COMPRUBA ESTE VALOR CALCULANDO LAS RIGIDECES :

$$S_f = \frac{4EI}{L} = \frac{4 \times 238750 \times 30 \times 60^3}{12 \times 800} = 644625000$$

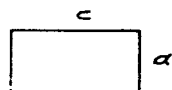
S_t FUE CALCULADA ANTERIORMENTE Y VALE :

$$S_t = 47428283$$

$$\frac{S_f}{S_t} = \frac{644625000}{47428283} = 13.5916 \text{ OK.}$$

SECCIONES SOMETIDAS A TORSION

- ② CALCULAR LOS MISMOS VALORES DEL PROBLEMA ANTERIOR PERO COLOCANDO LA VIGA EN LA POSICION INDICADA A CONTINUACION:



DATOS:

$$a = 30$$

$$c = 60$$

$$L = 800$$

$$E = 238750 \text{ K/cm}^2$$

$$T = 200000 \text{ K/cm.}$$

$$\mu = 1/6$$

- 1-1 SE CALCULA a/c PARA ENTRAR EN LA TABLA:

$$\frac{a}{c} = \frac{30}{60} = 0.50$$

- 1-2 SE OBTIENEN DE LA TABLA LOS VALORES SIGUIENTES:

$$j^* = 4.06$$

$$\rho = 0.2289$$

$$k' = 3.3979$$

- 1-3 LOS VALORES DE $\tau_{max.}$, S_t y α SON IGUALES A LOS OBTENIDOS EN EL PROBLEMA ANTERIOR:

$$\tau_{max.} = 15.04 \text{ K/cm}^2$$

$$S_t = 47428283 \text{ K-cm.}$$

$$\alpha = 0.0042 \text{ rad.}$$



- 1-4 LA RELACION ENTRE LA RIGIDEZ A FLEXION Y LA RIGIDEZ A TORSION ES SACADA DE LA TABLA:

$$K' = \frac{S_f}{S_t} = 3.3979$$

SE COMPROBARD ESTE VALOR CALCULANDO LAS RIGIDECES:

$$S_f = \frac{4EI}{L} = \frac{4 \times 238750 \times 30^3 \times 60}{12 \times 800} =$$

$$S_f = 161156250$$

S_t FUE CALCULADO ANTERIORMENTE Y VALE:



$$S_t = 47428283 \text{ K-cm.}$$

$$K' = \frac{161156250}{47428283} = 3.3979 \text{ OK.}$$



PROPIEDADES DE SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS
A TORSION. COEFICIENTES PARA CALCULO.

TABLA N° 6.23

$\frac{a}{c}$	φ	$\varphi_{ult.}$	j^*	k  ($\mu = 1/6$)	k'  ($\mu = 1/6$)
1.00	4.79	3.00	0.1408	5.3810	5.3810
0.95	4.73	2.93	0.1474	5.8468	5.2767
0.90	4.67	2.86	0.1547	6.2070	5.0277
0.85	4.60	2.79	0.1626	6.6206	4.7834
0.80	4.53	2.73	0.1711	7.1027	4.5457
0.75	4.46	2.67	0.1800	7.6777	4.3210
0.70	4.38	2.61	0.1893	8.3851	4.1087
0.65	4.31	2.55	0.1987	9.2646	3.9143
0.60	4.23	2.50	0.2087	10.3522	3.7268
0.55	4.15	2.45	0.2187	11.7567	3.5564
0.50	4.06	2.40	0.2289	13.5910	3.3979
0.45	3.97	2.35	0.2392	16.0573	3.2516
0.40	3.88	2.31	0.2495	19.4831	3.1173
0.35	3.79	2.26	0.2599	24.4294	2.9926
0.30	3.69	2.22	0.2704	31.9600	2.8764
0.25	3.58	2.18	0.2809	44.3024	2.7689
0.20	3.48	2.14	0.2913	66.7500	2.6700
0.15	3.37	2.11	0.3018	114.5378	2.5771
0.10	3.25	2.07	0.3125	248.8900	2.4889
0.05	3.13	2.03	0.3229	963.4800	2.4087
0.00	3.00	2.00	0.3333	∞	2.3336

φ = COEFICIENTE PARA CALCULAR $\tau_{max.}$



TABLA N° 6.24

PROPIEDADES DE SECCIONES CUALESQUIERA
SOMETIDAS A TORSION

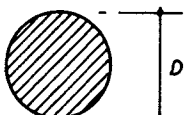
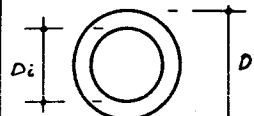

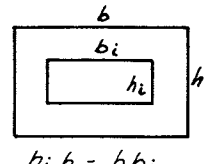
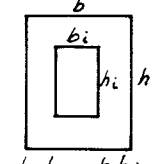
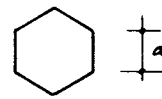

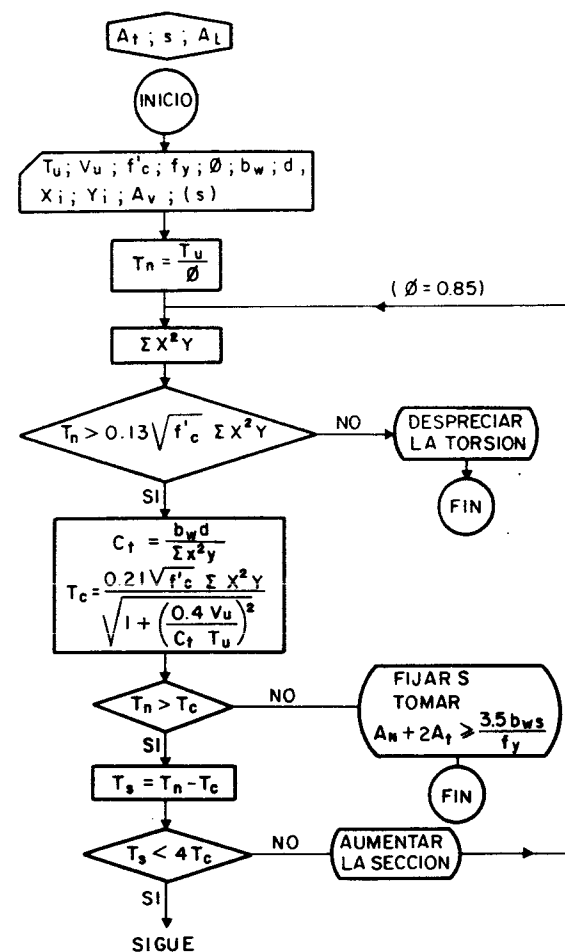
SECCION	$\tau_{max.}$	S_t
	$\frac{16 T}{\pi D^3}$	$\frac{\pi D^4}{32} \frac{G}{L}$
	$\frac{16 T D}{\pi (D^4 - D_i^4)}$	$\frac{\pi (D^4 - D_i^4)}{32} \frac{G}{L}$
	VER TABLA	VER TABLA
 $h_i b = h b_i$	$\sim 4.5 \frac{T b}{h^3 b - h^3 b_i}$	
 $h_i b = h b_i$	$\sim 4.5 \frac{T h}{b^3 h - b_i^3 h_i}$	
	$\frac{1.02 T}{a^3}$	$\frac{a^4}{0.96} \frac{G}{L}$
	$\frac{20 T}{a^3}$	$\frac{a^4}{46.2} \frac{G}{L}$

TABLA N° 6.25

**PROPIEDADES DE SECCIONES CUALESQUIERA
SOMETIDAS A TORSION.**

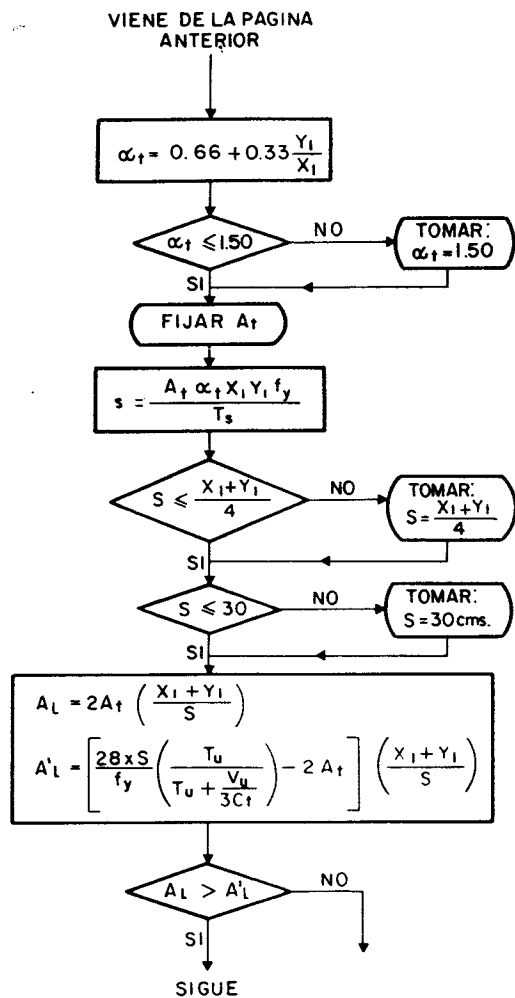
SECCION	$\tau_{max.}$	$S_t = \frac{GJ^*}{L}$
	$\frac{4.5 T}{t^2 (h + 4 b_i)}$	$J^* = 2 J_1 + J_2 + 2 \beta_1 z^4$ $J_2 = \frac{c b_w^3}{3}$ $\beta_1 = \frac{0.20 z}{z_1}$ $z = t \text{ ó } b_w \text{ (el menor)}$ $z_1 = t \text{ ó } b_w \text{ (el mayor)}$
	$\frac{4.5 T}{t^2 (h + b_i - t)}$	$J^* = 2 J_1 + J_3 + \beta_2 z^4$
	$\frac{4.5 T}{t^2 (h + b - t)}$	$J^* = J_1 + J_3 + \beta_2 z^4$
$J_1 = \frac{b t^3}{3} \left[1 - 0.63 \frac{t}{b} \left(1 - \frac{t^4}{12 b^4} \right) \right] = j^* b t^3 \text{ (vease tabla de } j^*)$ $J_3 = \frac{c b_w^3}{3} \left[1 - 0.315 \frac{b_w}{c} \left(1 - \frac{b_w^4}{192 c^4} \right) \right]$ $\beta_2 = 0.11 \frac{z}{z_1}$ $z = t \text{ ó } b_w \text{ (el que sea menor)}$ $z_1 = t \text{ ó } b_w \text{ (el que sea mayor)}$		

FLUJOGRAMA 6.2

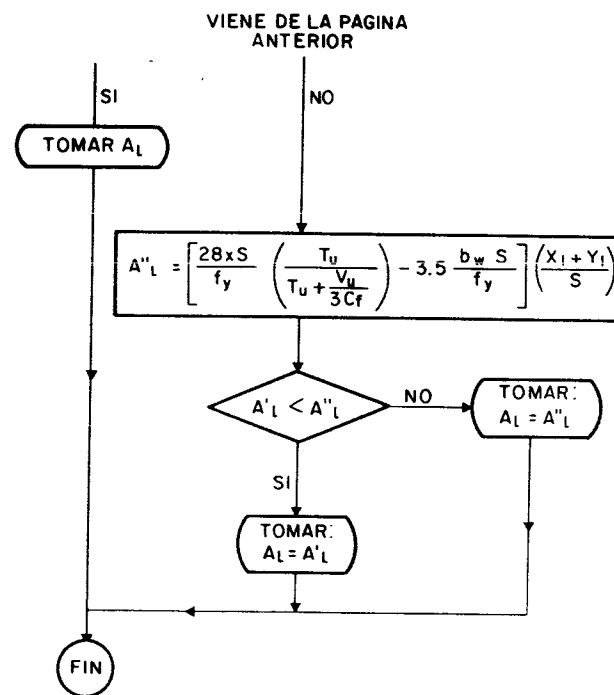




FLUJOGRAMA 6.2



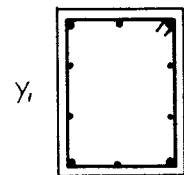
FLUJOGRAMA 6.2



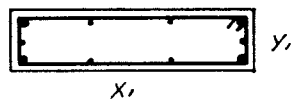


SECCIONES RECTANGULARES T Y L

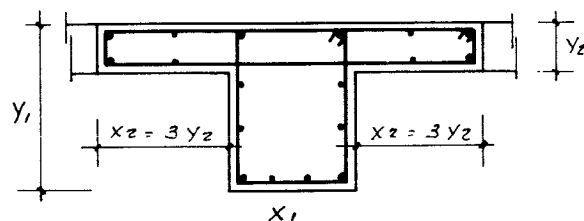
CALCULO DE $\sum X^2 Y$



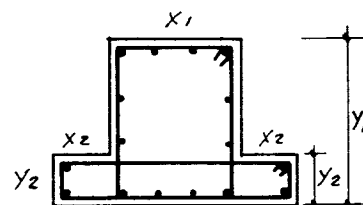
$$\sum X^2 Y = X_1^2 Y_1$$



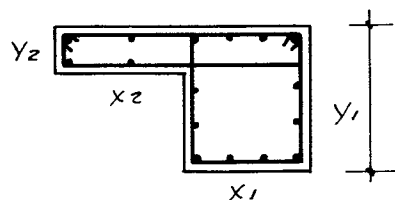
$$\sum X^2 Y = X_1 Y_1^2$$



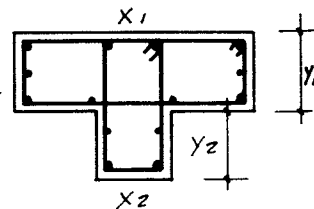
$$\sum X^2 Y = X_1^2 Y_1 + 6 Y_2^3$$



$$\sum X^2 Y = X_1^2 Y_1 + 2 X_2^2 Y_2$$



$$\sum X^2 Y = X_1^2 Y_1 + Y_2^2 X_2$$



$$\sum X^2 Y = X_1 Y_1^2 + X_2^2 Y_2$$

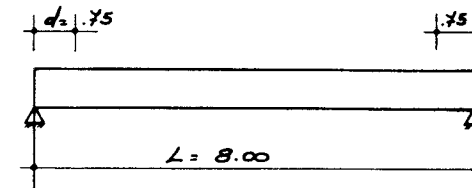
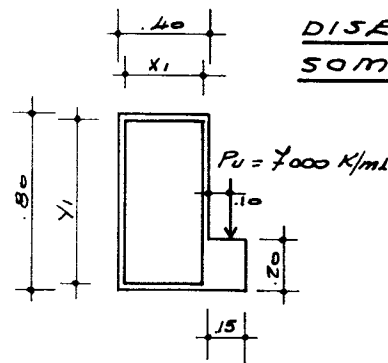
NOTA:

SE TOMA AL CUADRADO
LA MENOR DIMENSION
DE CADA RECTANGULO



DISEÑO DE SECCIONES

SOMETIDAS A TORSION



DETERMINAR:

AREA DE ESTRIBOS Y BARRAS LONGITUDINALES
REQUERIDAS PARA RESISTIR LA TORSION EN
LA VIGA INDICADA.

DATOS:

$$P_u = 7000 \text{ K/ml}$$

$$\phi = 0.85$$

$$b_w = 40 \text{ cms.}$$

$$h = 80 \text{ cms.}$$

$$d = 75 \text{ cms.}$$

$$f'_c = 250 \text{ K/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ K/cm}^2$$

$$X_1 = .35$$

$$Y_1 = .75$$

- 1) SE HALLA EL VALOR DEL MOMENTO DE TORSION
PRODUCIDO POR P_u

$$t_u = 7000 \times 0.30 = 2100 \text{ K-mt/ml}$$

$$\text{EL VALOR DE } T_u = \frac{2100 \frac{\text{K-mt}}{\text{ml}} \times 8 \text{ ml}}{2} = 8400 \text{ K-mt.}$$



2) SE OBTIENE V_u TOMANDO EN CUENTA EL PESO PROPIO

$$V_u = \frac{8100 \frac{\text{Kgs.}}{\text{ml}} \times 8 \text{ ml}}{2} = 32400 \text{ Kgs.}$$

SE PUEDE TRABAJAR A UNA DISTANCIA " d " DE LA CARA DEL APOYO.

$$T_u = 8400 - 2100 \times .75 = 6825 \text{ K-mt.}$$

$$V_u = 32400 - 8100 \times .75 = 26325 \text{ Kgs.}$$

3) SE CALCULA $\Sigma x^2 y$

$$\Sigma x^2 y = \frac{40^2 \times 80}{15^2 \times 20} = \frac{128000 \text{ cm}^3}{4500 \text{ cm}^3} = 28.44 \text{ cm}^3$$

4) SE CALCULA $T_n = \frac{T_u}{\phi}$

$$T_n = \frac{6825 \text{ K-mt}}{0.85} = 8029 \text{ K-mt.}$$

5) SE COMPRUEBA SI HAY QUE CONSIDERAR LA TORSION O SEA $T_n > 0.13 \sqrt{f'_c} \times \Sigma x^2 y$

$$0.13 \times \sqrt{250} \times 132500 = 2724 \text{ K-mt.}$$

$$T_n = 8029 \text{ K-mt} > 2724 \text{ K-mt.}$$

SI HAY QUE TOMAR EN CUENTA LA TORSION.

6) SE CALCULA EL MOMENTO TORSOR RESISTIDO POR EL CONCRETO T_c

$$T_c = \frac{0.21 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y}{\sqrt{1 + \left(\frac{0.4 V_u}{C_t \times T_u} \right)^2}}$$

$$C_t = \frac{b_w \times d}{\Sigma x^2 y} = \frac{40 \times 75}{132500} = 0.02264 \approx 0.023$$



$$T_c = \frac{0.21 \sqrt{250} \times 132500}{\sqrt{1 + \left(\frac{0.4 \times 26325}{0.023 \times 682500} \right)^2}} = 3636 \text{ K-mt.}$$

COMO $T_n > T_c$, SE REQUIERE REFUERZO POR TORSION. EL MOMENTO A ABSORBER CON ACERO ES:

$$T_s = T_n - T_c$$

$$T_s = 8029 - 3636 = 4393 \text{ K-mt.}$$

SIEMPRE QUE

$$T_s < 4 T_c$$

$$4 T_c = 4 \times 3636 = 14544 \text{ K-mt.}$$

$$T_s < 14544 \text{ K-mt.}$$

7) SE FIJA UN AREA DE ACERO Y SE BUSCA LA SEPARACION DE ESTRIBOS.

SI SE UTILIZA CABILLA DE $\phi = 3/8$ "

$$A_t = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_t \times \alpha_t \times X_1 \times Y_1 \times f_y}{T_s}$$

$$\alpha_t = 0.66 + 0.33 \frac{Y_1}{X_1}$$

$$\alpha_t = 0.66 + 0.33 \times \frac{75}{35} = 1.367$$

$$\alpha_t < 1.50$$

$$\text{SE TOMA } \alpha_t = 1.367$$

$$S = \frac{0.71 \times 1.367 \times 75 \times 35 \times 4200}{439300} = 24.36$$

8) SE COMPRUEBA QUE

$$S \leq \frac{X_1 + Y_1}{4} = \frac{35 + 75}{4} = 27.5$$

$$\text{SE TOMARA } S = 20 \text{ cms.}$$



- 9) AHORA SE BUSCA EL ACERO LONGITUDINAL ENTRE ESTOS DOS VALORES.

$$\Delta \ell = 2 A_t \frac{x_1 + y_1}{s} = 2 \times 0.71 \frac{(35 + 75)}{20} = 7.81 \text{ cm}^2$$

$$\Delta' \ell = \left[\frac{28 \times 5}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 C_t}} \right) - 2 A_t \right] \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right)$$

$$\Delta' \ell = \left[\frac{28 \times 40 \times 20}{4200} \left(\frac{682500}{682500 + \frac{26325}{3 \times 0.023}} \right) - 2 \times 0.71 \right] \left(\frac{35 + 75}{20} \right)$$

$$\Delta' \ell = 11.06 \text{ cm}^2$$

ENTRE ESTOS DOS VALORES SE ESCOGE EL MAYOR O SEA $\Delta' \ell$ Y SE COMPARA CON $\Delta \ell$, SE DISEÑARA CON EL MENOR DE LOS DOS.

$$\Delta'' \ell = \left[\frac{28 \times 5}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 C_t}} \right) - \frac{3.5 b_w s}{f_y} \right] \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right)$$

$$\Delta'' \ell = \left[\frac{28 \times 40 \times 20}{4200} \left(\frac{682500}{682500 + \frac{26325}{3 \times 0.023}} \right) - \frac{3.5 \times 40 \times 20}{4200} \right] \left(\frac{35 + 75}{20} \right)$$

$$\Delta'' \ell = 15.14 \text{ cm}^2$$

SE DISEÑARA CON $\Delta' \ell = 11.06 \text{ cm}^2$.

SI $\Delta \ell$ HUBIERA DADO MAYOR QUE $\Delta' \ell$ SE DISEÑA CON $\Delta \ell$.



ASPECTOS GENERALES

Las estructuras de tipo ménsula son apropiadas para juntas de dilatación, para soportar elementos prefijados que se apoyan en otros vaciados en sitio, etc., por lo cual se ha hecho bastante frecuente su uso y se incluyen en las Normas COVENIN-MINDUR 1753 - 81, Sección 11.8, disposiciones especiales para su diseño.

La práctica profesional en la disposición del refuerzo ha cambiado un poco desde el método que figura en el Beton Kalender de 1952 hasta el propuesto en las Normas ACI - 318-77. Por tal motivo se incluye este tema con cierta extensión en este Manual.

FLUJOGRAMAS Y EJEMPLOS

Se incluyen flujogramas para el dimensionamiento y diseño detallado de ménsulas tratándose los siguientes puntos:

- Diseño de plancha de apoyo de neopreno
- Dimensionamiento de la ménsula
- Diseño del refuerzo metálico
- Diseño de ménsula metálica

Cada flujograma va acompañado de su respectivo ejemplo.

Se incluye también una isometría del refuerzo metálico.

RELACIONES DE DIMENSIONES

De acuerdo con la Norma COVENIN-MINDUR 1753-81, las relaciones de dimensiones de las ménsulas, para que sea aplicable el método de diseño aquí incluido, serían las siguientes:

- La distancia entre la carga concentrada aplicada y la cara del apoyo debe ser menor que d.



- 2) La altura de la ménsula en su borde externo debe ser mayor o igual que la mitad de la altura de la sección crítica.
- 3) El borde externo del área cargada debe estar a no menos de 5 cms. del extremo de la ménsula.

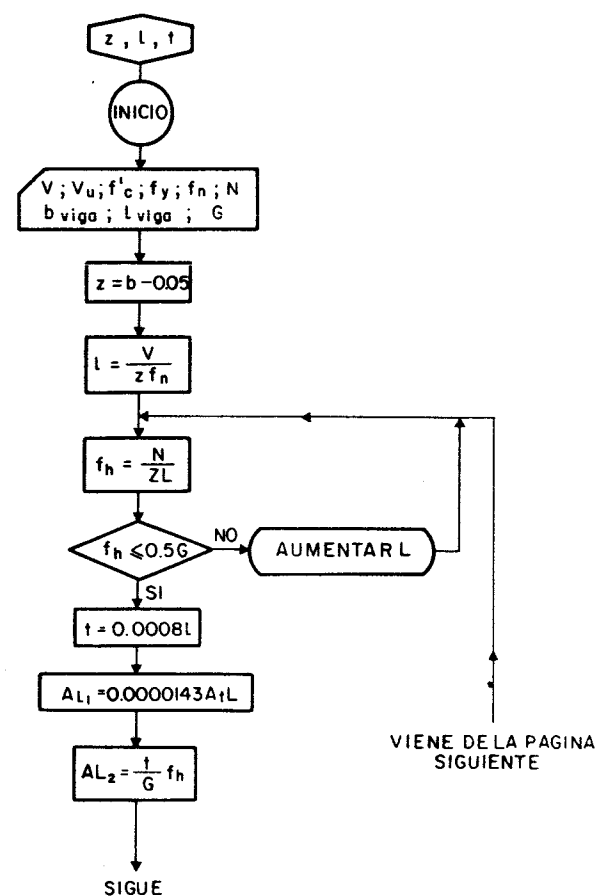
BIBLIOGRAFIA

- Beton Kalender
Ed. Wilhelm and Sohn - Berlín 1952.
- Diseño de Conexiones de Elementos Prefabricados de Concreto. Instituto Mexicano de Cemento y del Concreto A. C.



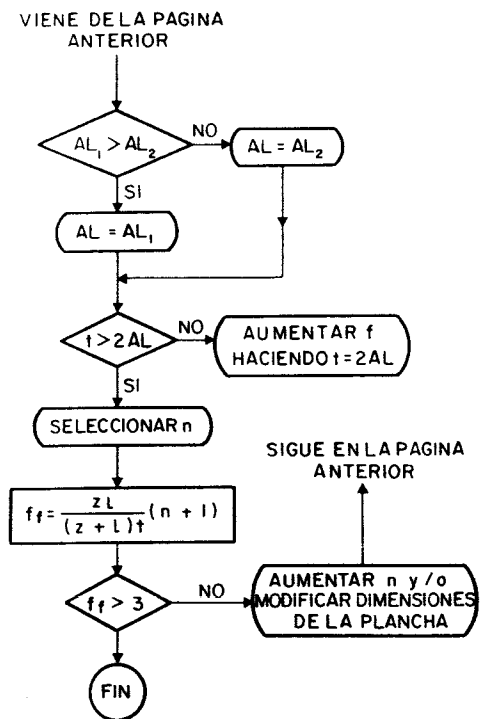
A) PLANCHA DE APOYO

FLUJOGRAMA 6.3





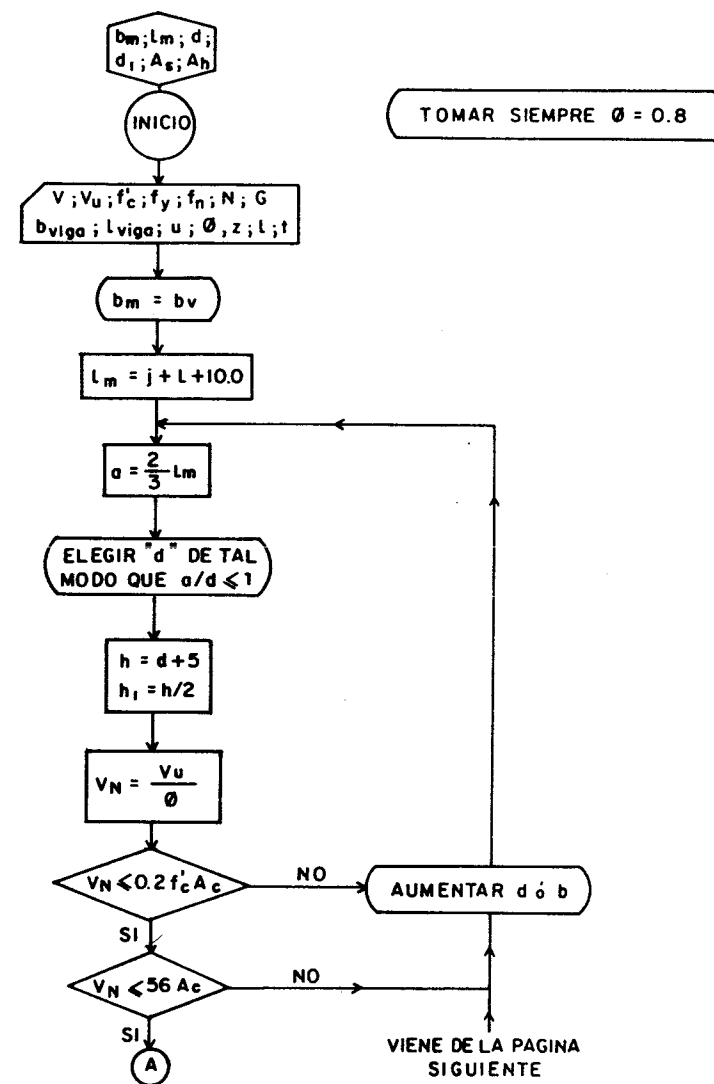
FLUJOGRAMA 6.3



B) - DISEÑO DE LA MENSULA

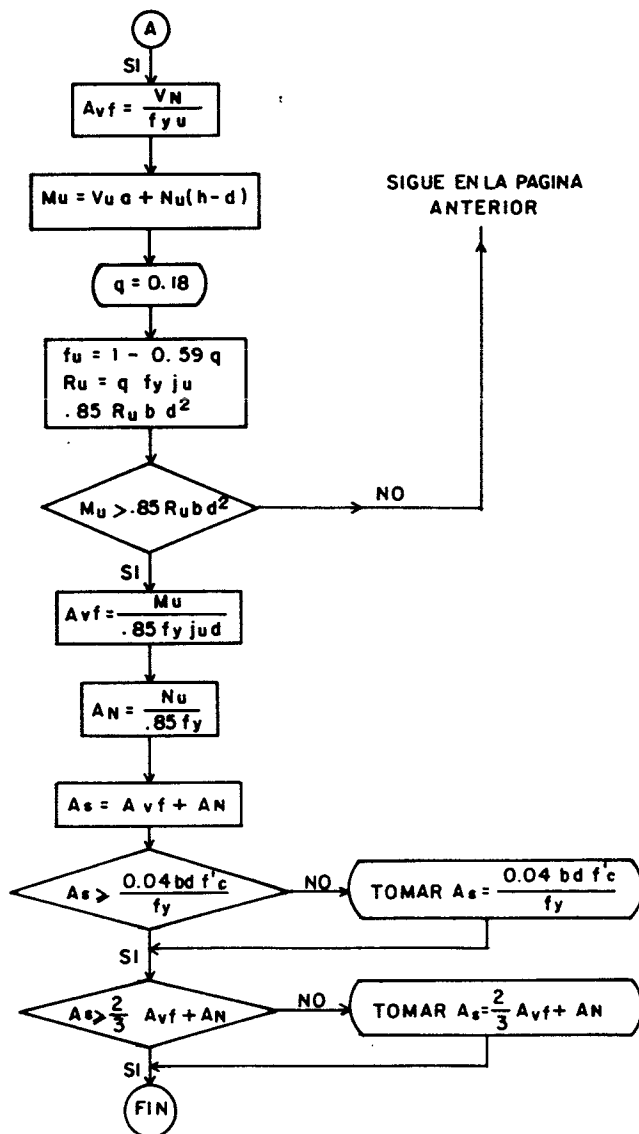
C) - REFUERZO METALICO

FLUJOGRAMA 6.4



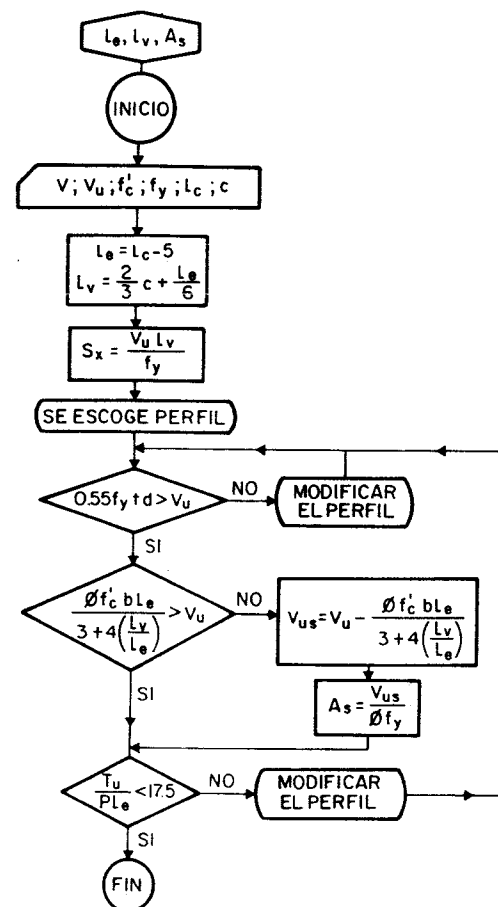


FLUJOGRAMA 6.4



D) - DISEÑO CON EMPLEO DE MENSULA METALICA

FLUJOGRAMA 6.5



**DISEÑO DE MENSULA****DETERMINAR:**

DIMENSIONES Y REFUERZO
DE LA MENSULA Y DE LA
PLANCHA DE APOYO.

DATOS:

$$\begin{aligned} V &= 25.000 \text{ kg.} \\ b_{\text{viga}} &= 40 \text{ cms.} \\ L_{\text{viga}} &= 9 \text{ mts.} \\ f'_c &= 300 \text{ K/cm}^2 \\ f_y &= 4.200 \text{ K/cm}^2 \\ f_n &= 56 \text{ K/cm}^2 \\ G &= 10 \text{ K/cm}^2 \end{aligned}$$

A) DISEÑO PLANCHA DE APOYO

A1- SE CALCULA EL ANCHO DE LA
PLANCHA:

$$Z = b - .05 = 40 - 5 = 35 \text{ cms.}$$

A2- PRIMER TANTEO PARA CALCULAR EL LARGO DE LA PLANCHA

$$L = \frac{V}{Z f_n} = \frac{25.000}{35 \times 56} = 12.7 \text{ cms. SE ADOPTA } L = 15 \text{ cms.}$$

A3- SE CALCULA EL ESFUERZO TANGENCIAL

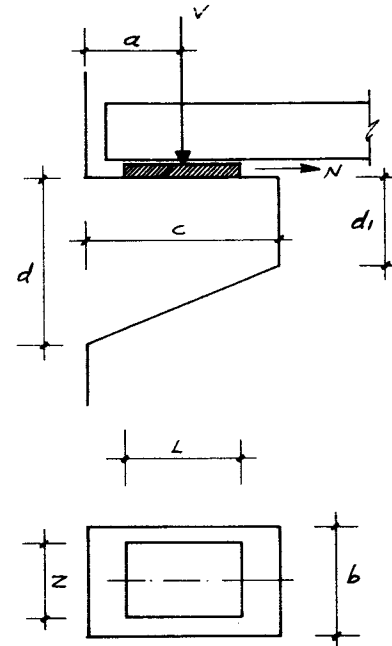
$$f_h = \frac{N}{2 \times L}; \quad N = .20 \times V = .20 \times 25.000 = 5.000 \text{ K.}$$

$$f_h = \frac{5.000}{35 \times 15} = 9.52 \text{ K/cm}^2$$

A4- SE VERIFICA f_h

$$f_h \leq 0.5 G \quad 9.52 \leq 0.5 \times 10 \quad 9.52 \nless 5,$$

SE AUMENTA L Y SE CALCULA EL NUEVO f_h .



A5- SE TOMA $L = 30$

$$f_h = \frac{5.000}{35 \times 30} = 4.77 < 5, \text{ se adopta } L = 30 \text{ cms.}$$

A6- SE CALCULA EL ESPESOR PRELIMINAR DE LA PLANCHA

$$t = 0.0008 L$$

$$t = 0.0008 \times 900 = 0.72 \text{ cms. se adopta } t = 1.2 \text{ cms.}$$

A7- SE VERIFICA EL ESPESOR

$$\Delta L_1 = 0.000143 \Delta t L = 0.000143 \times (20) \times 9 = 0.0026 \text{ m} = 0.26 \text{ cm.}$$

$$\Delta L_2 = \frac{t}{G} f_h = \frac{1.2}{10} \times 4.77 = 0.57 \text{ cm.}$$

$$0.57 > 0.26 \quad \Delta L_2 > \Delta L_1$$

$$\Delta L = \Delta L_1 = 0.57$$

$$t > 2 \Delta L \quad 1.2 > 2 \times 0.57 = 1.14, \text{ se adopta } t = 1.2 \text{ cm.}$$

A8- SE SELECCIONA EL N° DE LAMINAS

$$n = 0$$

A9- SE CALCULA EL FACTOR DE FORMA

$$ff = \frac{Z L}{(Z + L) t} (n + 1) = \frac{35 \times 30}{(35 + 30) 1.2} = 13.46$$

A10- SE VERIFICA EL ff

$$ff > 3 \quad 13.46 > 3$$

**B) DIMENSIONES MENSULA**

B1- SE ADOPTA EL ANCHO DE LA MENSULA

$$b_m = b_v \quad b_m = 40 \text{ cms.}$$

B2- SE CALCULA LA LONGITUD DE LA MENSULA

$$L_m = j + L + 10.0 = 2.5 + 30 + 10.0 = 42.5 \text{ cms.}$$

se adopta $L_m = 45 \text{ cms.}$

B3- SE CALCULA EL BRAZO DE LA FUERZA CORTANTE

$$a = \frac{2}{3} L_m = \frac{2}{3} 45 = 30 \text{ cms.}$$

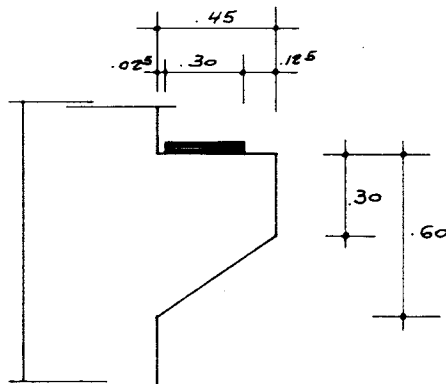
B4- SE ESCOGE LA ALTURA DE LA MENSULA "d"

PARA QUE $a/d \leq 1$

$$d = 55 \quad \frac{30}{55} = 0.55 < 1$$

B5- SE CALCULA LA ALTURA DEL EXTREMO DE LA MENSULA.

$$d_1 = \frac{d}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \quad \text{se adopta } h_1 = 30 \text{ cms.}$$

**C) REFUERZO METALICO**

C1- SE CALCULA LA TRACCION EN LA MENSULA AUNQUE SE DISPONDRAN DISPOSITIVOS PARA QUE LA MENSULA NO QUEDA SOMETIDA A TRACCION DIRECTA SE SUPONDRÁ UNA TRACCION OCASIONAL.

$$V = 25.000 \text{ K.} \quad V_u = 1.6 \times 25.000 = 40.000 \text{ K.}$$

$$N_u = .20 V_u = .20 \times 40.000 = 8.000 \text{ K.}$$

C2- SE CALCULA EL CORTANTE DE DISEÑO

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{40.000}{.85} = 47.060$$

SE DEBE TENER:

$$V_n \leq 0.2 f'_c A_c \quad \text{y} \quad V_n \leq 56 A_c$$

$$0.2 \times 300 \times 55 \times 40 = 132000 \text{ K} > 47060$$

$$56 \times 55 \times 40 = 123200 \text{ K} > 47060$$

C3- SE CALCULA EL REFUERZO DE CORTE POR FRICCION

$$\Delta v_f = \frac{V_n}{f_y u} = \frac{47060}{4200 \times 1.4} = 8.00 \text{ cm}^2$$

SE USARAN 6 ESTRIBOS DE $\phi 3/8$ " DE 2 RAMAS (EL CALCULO SE HIZO CON $u = 1.4$ POR SER LA MENSULA MONOLITICA CON LA COLUMNA)

C4- SE CALCULA EL ACERO POR FLEXION (Δp)

$$M_u = V_u a + N_u (h - d)$$

$$M_u = 40000 \times 0.30 + 8000 (.60 - .55) = 12400 \text{ K-m.}$$

CON: $b = 40$; $d = 55$; $f'_c = 300$ y $f_y = 4200$

SE OBTIENEN DE LA TABLA 4.6, pag. 171

LOS SIGUIENTES VALORES:

$$\phi f_y j u d = 1689 \quad \text{y} \quad \phi R_u b d^2 = 43439 > 12400$$

$$\Delta v_f = \frac{M_u}{\phi f_y j u d} \times \frac{.90}{.85} = \frac{12400}{1689} \times \frac{.90}{.85} = 7.77 \text{ cm}^2$$

(SE CORRIGIO EL VALOR DE ϕ PARA 0.85 EN LUGAR DE 0.90)

C5- SE CALCULA EL ACERO DE TRACCION:

$$\Delta N = \frac{N_u}{\phi f_y} = \frac{8000}{.85 \times 4200} = 2.24 \text{ cm}^2$$



C6- SE CALCULA EL ACERO PRINCIPAL

$$A_s = \Delta v f + \Delta N = 7.77 + 2.24 = 10.01$$

(se usaran $4\phi 3/4$)

C7- SE COMPRUEBA SI:

$$A_s > \frac{0.04 b d f'_c}{f_y} = \frac{0.04 \times 40 \times 55 \times 300}{4200} = 6.28 \text{ cm}^2$$

C8- SE COMPRUEBA SI:

$$A_s > \frac{2}{3} \Delta v f + \Delta N = \frac{2}{3} 8.0 + 2.24 = 7.57 \text{ cm}^2$$

D) DISEÑO CON EMPLEO DE MENSULA METALICA

DETERMINAR:
DIMENSIONES Y REFUERZO DE LA MENSULA.

DATOS:

$$\begin{aligned} f'_c &= 300 \text{ K/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ K/cm}^2 \\ V &= 25000 \text{ Kg.} \\ L_c &= 60 \text{ cms.} \\ c &= 30 \text{ cms.} \end{aligned}$$

D1- SE CALCULA L_e y L_v

$$L_e = 60 - 5 = 55 \text{ cms.}$$

$$L_v = \frac{2}{3} c + \frac{L_e}{6} = \frac{2}{3} \times 30 + \frac{55}{6} = 29 \approx 30 \text{ cm.}$$

D2- SE DETERMINA EL PERFIL POR MOMENTOS

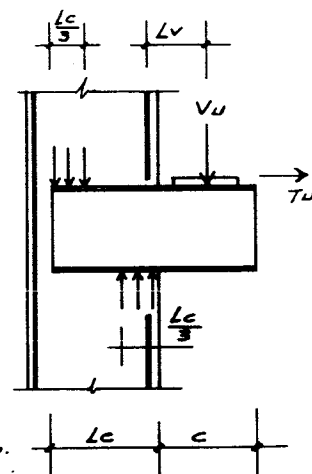
$$S_x = \frac{V_u L_v}{f_y} = \frac{40000 \times 30}{2400} = 500 \text{ cm}^3$$

USAR PI SIDOR # 30

$$\begin{aligned} S_x &= 653 \\ t_w &= 10.8 \quad t_f = 16.2 \text{ mm.} \\ b_f &= 12.5 \end{aligned}$$

D3- SE VERIFICA EL CORTE

$$V_u = 0.55 f_y t_d = 0.55 \times 2400 \times 1.08 \times 30 = 42768 > 40000$$



D4- SE CALCULA LA CAPACIDAD RESISTENTE DEL CONCRETO

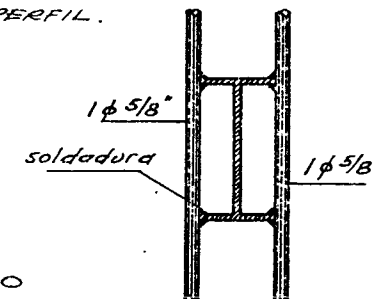
$$V_{us} = \frac{\phi f'_c b L_e}{3 + 4 \left(\frac{L_v}{L_e} \right)} > V_u \quad \frac{.85 \times 250 \times 12.5 \times 55}{3 + 4 \left(\frac{30}{55} \right)} = 28.193 \text{ K.}$$

LA RESISTENCIA ES MENOR DE LA REQUERIDA,
SE INCREMENTARA, AGREGANDO ACERO.

$$V_{us} = 40.000 - 28.193 = 11.806 \text{ K.}$$

$$A_s = \frac{V_{us}}{\phi f_y} = \frac{11.806}{.85 \times 4200} = 3.31 \text{ cm}^2$$

SE AÑADIRAN 2 BARRAS DE $\phi 5/8$ "
SOLDADAS A LAS ALAS DEL PERFIL.



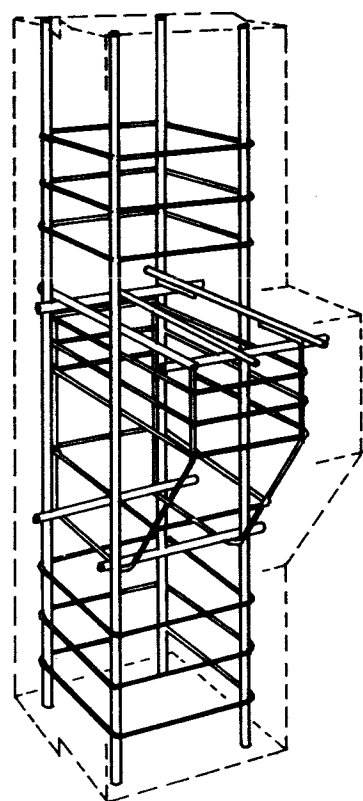
D5- SE VERIFICARA EL ESFUERZO DE ADHERENCIA ENTRE EL PERFIL Y EL CONCRETO.

$$P_{\text{perimetro}} = 2 \times 12.5 + 2(12.5 - 1.08) + 2(30 - 1.62) = 105.6 \text{ cms.}$$

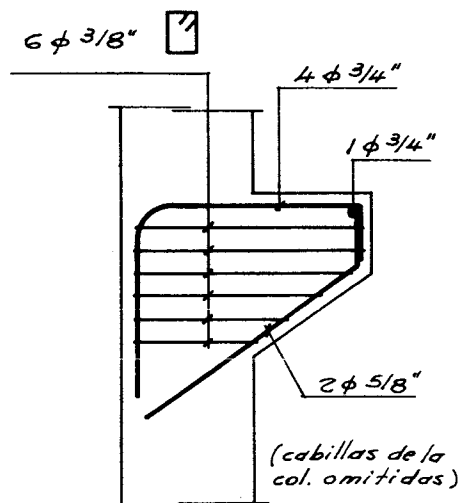
$$\tau_{adh} = \frac{N_u}{p l_e} = \frac{10.000}{105.6 \times 55} = 1.721 \text{ K/cm}^2 < 17.5$$



REFUERZO METALICO



ISOMETRIA DEL
REFUERZO.



CORTE DE MENSULA.





ASPECTOS GENERALES

Se incluyen datos e información para facilitar el cálculo de varios tipos de losas y placas de uso relativamente frecuente en edificios.

TIPOS DE LOSAS Y PLACAS

1. Información general sobre losas macizas nervadas armadas en una dirección.
2. Losas macizas armadas en una dirección: cargas, momentos resistentes y aceros.
3. Cargas y fórmulas para losas nervadas armadas en una dirección.
4. Propiedades resistentes de losas nervadas armadas en una dirección.
5. Cargas para placas nervadas armadas en dos direcciones.
6. Fórmulas para placas macizas y triangulares.
7. Losas reticulares: coeficientes de momentos y fuerzas cortantes para retículos de:

5 x 5
6 x 6
6 x 7
6 x 8
7 x 7
7 x 8
7 x 9
7 x 10
8 x 8
8 x 9
8 x 10

Coeficientes para obtener Momentos y Fuerzas Cortantes en:



8. Placas rectangulares apoyadas sobre tres lados.
9. Placas armadas en dos direcciones.
10. Losas circulares.
11. Losas anulares.
12. Escaleras helicoidales.
13. Vigas en balcón.
14. Vigas de planta circular.

MACIZASCarga por m^2 :

$$w = 1.4 \text{ CP} + 1.7 \text{ CV (kg/ml)}$$

CP = Cargas permanentes
(véase tabla)

CV = Cargas variables
véase los valores más
comunes a continuación:

NERVADAS

Carga por ml de nervio:

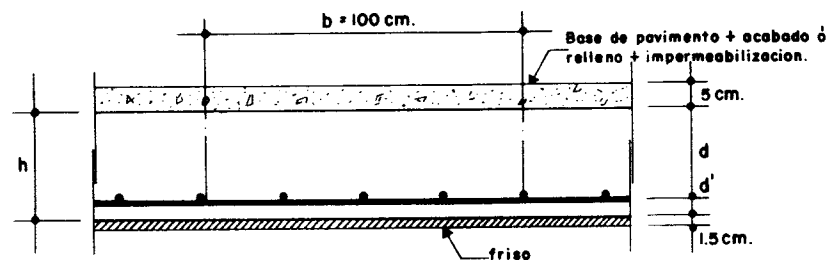
$$w = 050 [1.4 \text{ CP} + 1.7 \text{ CV}] \text{ (kg/ml/nervio)}$$

CP = Cargas permanentes
(véase tabla)

CV = Cargas variables
véase los valores más comunes a
continuación:

CARGAS VARIABLES (C.V.)

- Azoteas sin acceso -----	100	kg/m ²
- Viviendas, cuartos hoteles, cuartos hospitales -----	175	kg/m ²
- Oficinas, sala de operación hospitales -----	250	kg/m ²
- Balcones, aulas, áreas públicas de oficinas y hospitales -----	300	kg/m ²
- Garajes para carros de pasajeros -----	400	kg/m ²
- Teatros, Gimnasios, Escaleras, Tiendas -----	500	kg/m ²
- Depósitos de mercancía liviana -----	600	kg/m ²
- Grandes escenarios, garajes autobuses -----	1.000	kg/m ²
- Depósitos de libros (h = 1.80) -----	2.000	kg/m ²



CARGAS PERMANENTES (C.P.)

Peso propio = $h \times 2500$ = variable kg/m^2
 Relleno e impermeabilización = 120 kg/m^2 CP = 150 + pp (kg/m^2)
 Friso = 30 kg/m^2

Peso propio = $h \times 2500$ = variable kg/m^2
 Base pavimento + piso = 120 kg/m^2 CP = 300 + pp (kg/m^2)
 Friso = 30 kg/m^2
 Tabique bloques arcilla + frisos = 150 kg/m^2

	h (cm)	8	10	12	14	15	16	18	20	22	24	25	26	28	30
ENTRE-TECHO	CP (kg/m^2)	350	400	450	500	525	550	600	650	700	750	775	800	850	900
PISO	CP (kg/m^2)	500	550	600	650	675	700	750	800	850	900	925	950	1000	1050

MOMENTO ULTIMO:

$$M_u = \phi f'_c q_b (1 - 0.59 q_b) b d^2 ; q_b = \rho_b \frac{f_y}{f'_c}$$

$$\text{ARMADURA: } A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j_u d} \quad \delta \quad \frac{M_u}{\phi f_y (1 - 0.59 q_b) d}$$

En las tablas siguientes, se incluyen los valores de M_u y A_s para diferentes espesores de losas, concretos y porcentajes de acero.



TABLA 7.1

MOMENTOS RESISTENTES EN kg-m Y ACEROS EN cm^2 POR MT. DE ANCHO

$\rho_{min.}$	f'_c kg/cm^2	$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$															b cm	d cm	d' cm	M_u	A_s
		$b d d'$ en cm																			
		8	10	12	14	15	16	18	20	22	24	25	26	28	30	32	34	36	38	40	42
0.0020	150	1.2	1.6	1.8	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
		782	1391	1760	3128	3128	3128	3128	3128	3128	3128	3128	3128	3128	3128	3128	3128	3128	3128	3128	3128
		5.8	7.7	8.7	11.6	11.6	11.6	11.6	11.6	11.6	11.6	11.6	11.6	11.6	11.6	11.6	11.6	11.6	11.6	11.6	11.6
		838	1525	1929	3430	3430	3430	3430	3430	3430	3430	3430	3430	3430	3430	3430	3430	3430	3430	3430	3430
		6.4	8.6	9.6	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9
0.0020	150	1037	1842	2332	4145	4145	4145	4145	4145	4145	4145	4145	4145	4145	4145	4145	4145	4145	4145	4145	4145
		8.0	10.7	12.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1	16.1
		1420	2524	3195	5679	5679	5679	5679	5679	5679	5679	5679	5679	5679	5679	5679	5679	5679	5679	5679	5679
		12.1	16.1	18.1	24.1	24.1	24.1	24.1	24.1	24.1	24.1	24.1	24.1	24.1	24.1	24.1	24.1	24.1	24.1	24.1	24.1
		179	318	402	714	714	714	714	714	714	714	714	714	714	714	714	714	714	714	714	714
0.0020	200	1.2	1.6	1.8	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
		1043	1854	2346	4171	4171	4171	4171	4171	4171	4171	4171	4171	4171	4171	4171	4171	4171	4171	4171	4171
		7.7	10.3	11.6	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4
		1144	2033	2572	4573	4573	4573	4573	4573	4573	4573	4573	4573	4573	4573	4573	4573	4573	4573	4573	4573
		8.6	11.4	12.9	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1
0.0179	200	1382	2456	3189	5526	5526	5526	5526	5526	5526	5526	5526	5526	5526	5526	5526	5526	5526	5526	5526	5526
		10.7	14.3	16.1	21.4	21.4	21.4	21.4	21.4	21.4	21.4	21.4	21.4	21.4	21.4	21.4	21.4	21.4	21.4	21.4	21.4
		1880	3280	4050	7199	7199	7199	7199	7199	7199	7199	7199	7199	7199	7199	7199	7199	7199	7199	7199	7199
		15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
		2500	4500	5625	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000



TABLA 7.2

MOMENTOS RESISTENTES EN kg-m Y ACEROS EN cm² POR MT. DE ANCHO

f'c kg/cm ²	ρ min. P _{max} , q=0.18 P _{max} , q=0.20 P _{max} , q=0.50 P _{max} , q=0.75	f _y = 2800 kg/cm ²															
		b = 100 cm								h/did' en cm							
		b = 100 cm								h/did' en cm							
		8	10	12	14	15	16	18	20	22	24	25	26	28	30	h	d
250	0.0020	180	319	403	717	717	975	1120	1438	1796	2194	2408	2631	3109	3626	Mu	As
	0.0161	1.2	1.6	1.8	2.4	2.4	2.8	3.0	3.4	3.8	4.2	4.4	4.6	5.0	5.4	As	As
	0.0179	1304	2317	2933	5213	5213	7095	8145	10462	13068	15964	17521	19150	22625	26390	Mu	Mu
	0.0223	9.6	12.9	14.5	19.3	19.3	22.5	24.1	27.3	30.5	33.8	35.4	37.0	40.2	43.4	As	As
	0.0250	1429	2541	3215	5716	5716	7780	8931	11471	14329	17504	19210	20997	24807	28935	Mu	Mu
	0.0020	10.7	14.3	16.1	21.4	21.4	25.0	26.8	30.4	33.9	37.5	39.3	41.1	44.6	48.2	As	As
	0.0193	1727	3070	3886	6908	6908	9402	10793	13863	17317	21155	23217	25376	29981	34969	Mu	Mu
	0.0214	13.4	17.9	20.1	26.8	26.8	31.3	33.5	38.0	42.4	46.9	49.1	51.4	55.8	60.3	As	As
	0.0250	1894	3366	4260	7574	7574	10309	11834	15200	18986	23194	25455	27822	32871	38340	Mu	Mu
	0.0250	15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	As
300	0.0020	180	320	404	718	718	977	1122	1441	1800	2199	2413	2637	3116	3634	Mu	As
	0.0193	1.2	1.6	1.8	2.4	2.4	2.8	3.0	3.4	3.8	4.2	4.4	4.6	5.0	5.4	As	As
	0.0214	1564	2781	3519	6256	6256	8514	9774	12554	15682	19157	21025	22980	27150	31667	Mu	Mu
	0.0250	11.6	15.4	17.4	23.1	23.1	27.0	28.9	32.8	36.6	40.5	42.4	44.4	48.2	52.1	As	As
	0.0020	1715	3049	3858	6859	6859	9336	10717	13765	17194	21004	23052	25196	29768	34721	Mu	Mu
	0.0193	12.9	17.1	19.3	25.7	25.7	30.0	32.1	36.4	40.7	45.0	47.1	49.3	53.6	57.9	As	As
	0.0214	1956	3477	4401	7824	7824	10649	12224	15701	19613	23959	26295	28739	33955	39605	Mu	Mu
	0.0250	15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	As
	0.0020	1756	3477	4401	7824	7824	10649	12224	15701	19613	23959	26295	28739	33955	39605	Mu	Mu
	0.0250	15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	As



TABLA 7.3

MOMENTOS RESISTENTES EN kg-m Y ACEROS EN cm² POR MT. DE ANCHO

f'c kg/cm ²	ρ min. P _{max} , q=0.18 P _{max} , q=0.20 P _{max} , q=0.50 P _{max} , q=0.75	f _y = 2800 kg/cm ²															
		b = 100 cm								h/did' en cm							
		b = 100 cm								h/did' en cm							
		8	10	12	14	15	16	18	20	22	24	25	26	28	30	h	d
350	0.0020	180	320	405	719	719	979	1124	1443	1803	2202	2417	2641	3121	3640	Mu	As
	0.0193	1.2	1.6	1.8	2.4	2.4	2.8	3.0	3.4	3.8	4.2	4.4	4.6	5.0	5.4	As	As
	0.0214	1825	3244	4105	7298	7298	9933	11403	14647	18295	22350	24529	26809	31675	36945	Mu	Mu
	0.0250	13.5	18.0	20.3	27.0	27.0	31.5	33.8	38.3	42.8	47.3	49.5	51.8	56.3	60.8	As	As
	0.0020	2001	3557	4501	8002	8002	10891	12503	16059	20060	24505	26894	29395	34729	40508	Mu	Mu
	0.0193	15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	As
	0.0214	2001	3557	4501	8002	8002	10891	12503	16059	20060	24505	26894	29395	34729	40508	Mu	Mu
	0.0250	15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	As
	0.0020	180	320	405	720	720	980	1125	1445	1805	2205	2420	2645	3124	3644	Mu	As
	0.0193	1.2	1.6	1.8	2.4	2.4	2.8	3.0	3.4	3.8	4.2	4.4	4.6	5.0	5.4	As	As
400	0.0214	2034	3616	4577	8136	8136	11074	12712	16328	20395	24915	27344	29886	35310	41186	Mu	Mu
	0.0250	15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	As
	0.0020	2034	3616	4577	8136	8136	11074	12712	16328	20395	24915	27344	29886	35310	41186	Mu	Mu
	0.0193	15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	As
	0.0214	2034	3616	4577	8136	8136	11074	12712	16328	20395	24915	27344	29886	35310	41186	Mu	Mu
	0.0250	15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	As
	0.0020	2034	3616	4577	8136	8136	11074	12712	16328	20395	24915	27344	29886	35310	41186	Mu	Mu
	0.0193	15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	As
	0.0214	2034	3616	4577	8136	8136	11074	12712	16328	20395	24915	27344	29886	35310	41186	Mu	Mu
	0.0250	15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	As



TABLA 7.4

MOMENTOS RESISTENTES EN kg-m Y ACEROS EN cm² POR MT. DE ANCHO

f'c kg/cm ²	P _{min.} P _{max.} , q=0.18 P _{max.} , q=0.20	fy = 4200 kg/cm ²																hidad' en cm			
		b = 100 cm																			
		hidad' en cm																			
		8	10	12	14	15	16	18	20	22	24	25	26	28	30	h					
150	P _{max.} , q=0.50/b	6	8	10	12	13	15	17	19	21	22	23	25	27	30						
	P _{max.} , q=0.75/b	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	d'					
	0.0018	238	423	535	651	751	851	951	1051	1151	1251	1351	1451	1551	1651	Mu					
	0.0064	1.1	1.4	1.6	2.2	2.2	2.5	2.7	3.1	3.4	3.8	4.0	4.1	4.5	4.9	As					
	0.0071	782	1391	1760	2128	2497	2865	3234	3602	3971	4340	4709	5078	5447	5816	Mu					
	0.0077	3.9	5.1	5.8	7.7	7.7	9.0	9.6	10.9	12.2	13.5	14.1	14.8	16.1	17.4	As					
	0.0116	898	1525	1929	2330	2730	3130	3530	3930	4330	4730	5130	5530	5930	6330	Mu					
	0.0086	4.3	5.7	6.4	8.6	8.6	10.0	10.7	12.1	13.6	15.0	15.7	16.4	17.9	19.3	As					
	0.0095	919	1634	2068	2502	2936	3370	3804	4238	4672	5106	5540	5974	6408	6842	Mu					
	0.0103	4.6	6.2	7.0	9.3	9.3	10.8	11.6	13.2	14.7	16.3	17.0	17.8	19.4	20.9	As					
200	0.0018	1278	2271	2874	3477	4080	4683	5286	5889	6492	7095	7698	8301	8904	9507	Mu					
	0.0086	7.0	9.3	10.5	13.9	13.9	16.3	17.4	19.7	22.1	24.4	25.5	26.7	29.0	31.4	As					
	0.0095	248	426	539	652	765	878	991	1104	1217	1330	1443	1556	1669	1782	Mu					
	0.0103	1.1	1.4	1.6	2.2	2.2	2.5	2.7	3.1	3.4	3.8	4.0	4.1	4.5	4.9	As					
	0.0116	1043	1854	2346	2838	3330	3822	4314	4806	5298	5790	6282	6774	7266	7758	Mu					
	0.0086	5.1	6.9	7.7	10.3	10.3	12.0	12.9	14.6	16.3	18.0	18.9	19.7	21.4	23.1	As					
	0.0095	1144	2033	2572	3111	3650	4189	4728	5267	5806	6345	6884	7423	7962	8501	Mu					
	0.0103	5.7	7.6	8.6	11.4	11.4	13.3	14.3	16.2	18.1	20.0	21.0	21.9	23.8	25.7	As					
	0.0116	1225	2178	2757	3336	3915	4494	5073	5652	6231	6810	7389	7968	8547	9126	Mu					
	0.0155	6.2	8.3	9.3	12.4	12.4	14.5	15.5	17.5	19.6	21.7	22.7	23.7	25.8	27.9	As					



TABLA 7.5

MOMENTOS RESISTENTES EN kg-m Y ACEROS EN cm² POR MT. DE ANCHO

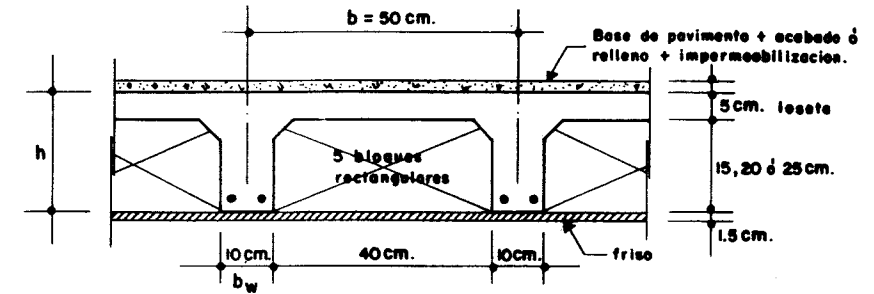
f'c kg/cm ²	P _{min.} P _{max.} , q=0.18 P _{max.} , q=0.20	fy = 4200 kg/cm ²																hidad' en cm			
		b = 100 cm																			
		hidad' en cm																			
		8	10	12	14	15	16	18	20	22	24	25	26	28	30	h					
250	P _{max.} , q=0.50/b	6	8	10	12	13	15	17	19	21	22	23	25	27	30						
	P _{max.} , q=0.75/b	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	d'					
	0.0018	241	428	542	656	770	884	998	1112	1226	1340	1454	1568	1682	1796	Mu					
	0.0107	1.1	1.4	1.6	2.2	2.2	2.5	2.7	3.1	3.4	3.8	4.0	4.1	4.5	4.9	As					
	0.0119	1304	2317	2933	3549	4165	4781	5397	6013	6629	7245	7861	8477	9093	9709	Mu					
	0.0129	6.4	8.6	9.6	12.9	12.9	15.0	16.1	18.2	20.4	22.5	23.6	24.6	26.8	28.9	As					
	0.0194	1429	2541	3215	3890	4564	5238	5912	6586	7260	7934	8608	9282	9956	10630	Mu					
	0.0129	7.1	9.5	10.7	14.3	14.3	16.7	17.9	20.2	22.6	25.0	26.2	27.4	29.8	32.1	As					
	0.0155	1532	2723	3446	4169	4892	5615	6338	7061	7784	8507	9230	9953	10676	11399	Mu					
	0.0230	7.7	10.3	11.6	15.5	15.5	18.1	19.4	21.9	24.5	27.1	28.4	29.7	32.3	34.8	As					
300	0.0018	2129	3784	4789	5794	6799	7804	8809	9814	10819	11824	12829	13834	14839	15844	Mu					
	0.0107	1.1	1.4	1.6	2.2	2.2	2.5	2.7	3.1	3.4	3.8	4.0	4.1	4.5	4.9	As					
	0.0119	1564	2761	3519	4277	5035	5793	6551	7309	8067	8825	9583	10341	11099	11857	Mu					
	0.0129	7.7	10.3	11.6	15.4	15.4	18.0	19.3	21.9	24.4	27.0	28.3	29.6	32.1	34.7	As					
	0.0155	1715	3049	3858	4667	5476	6285	7094	7903	8712	9521	10330	11139	11948	12757	Mu					
	0.0230	8.6	11.4	12.9	17.1	17.1	20.0	21.4	24.3	27.1	30.0	31.4	32.9	35.7	38.6	As					
	0.0107	1819	3234	4093	4952	5811	6670	7529	8388	9247	10106	10965	11824	12683	13542	Mu					
	0.0119	9.2	12.2	13.8	18.4	18.4	21.4	23.0	26.0	29.1	32.1	33.7	35.2	38.3	41.3	As					
	0.0129	2532	4500	5695	6890	8085	9280	10475	11670	12865	14060	15255	16450	17645	18840	Mu					
	0.0230	13.0	18.4	20.7	27.5	27.5	32.1	34.4	39.0	43.6	48.2	50.5	52.8	57.4	62.0	As					



TABLA 7.6

MOMENTOS RESISTENTES EN kg-m Y ACEROS EN cm² POR MT. DE ANCHO

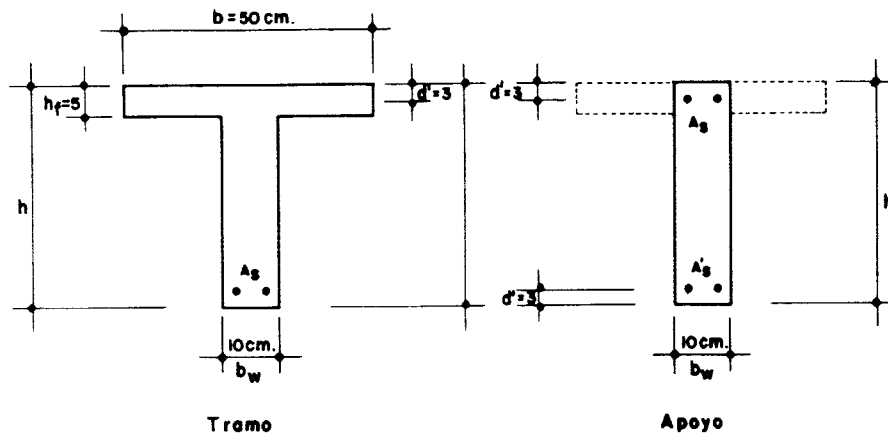
f'c kg/cm ²	ρ _{min.} ρ _{max. q=0.18} ρ _{max. q=0.20} ρ _{max. q=0.30} ρ _{max. q=0.75}	f _y = 4200 kg/cm ²															
		b = 100 cm															
		h/d' en cm															
350	8	10	12	14	15	16	18	20	22	24	25	26	28	30	h		
	6	8	10	12	13	15	17	19	21	22	23	25	27	d'			
	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3			
	24.2	430	545	968	968	1317	1512	1942	2425	2963	3252	3554	4199	4897	MU		
	1.1	1.4	1.6	2.2	2.2	2.5	2.7	3.1	3.4	3.8	4.0	4.1	4.5	4.9	AS		
	1825	3244	4105	7298	7298	9933	11403	14647	18295	22350	24529	26809	31675	36945	MU		
	9.0	12.0	13.5	18.0	18.0	21.0	22.5	25.5	28.5	31.5	33.0	34.5	37.5	40.5	AS		
	2001	3557	4501	8002	8002	10891	12503	16059	20060	24505	26894	29395	34729	40508	MU		
	18.0	13.3	15.0	20.0	20.0	23.3	25.0	28.3	31.7	35.0	36.7	38.3	41.7	45.0	AS		
	2035	3618	4579	8140	8140	11080	12719	16336	20406	24928	27359	29903	35329	41208	MU		
400	10.2	13.6	15.3	20.4	20.4	23.8	25.5	28.9	32.3	35.7	37.4	39.1	42.5	45.9	AS		
	2800	4978	6300	11200	11200	15244	17500	22477	28077	34299	37643	41143	48609	56697	MU		
	15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	AS		
	243	431	545	969	969	1319	1514	1945	2429	2968	3257	3560	4206	4905	MU		
	1.1	1.4	1.6	2.2	2.2	2.5	2.7	3.1	3.4	3.8	4.0	4.1	4.5	4.9	AS		
	2086	3707	4692	8341	8341	11352	13032	16739	20909	25542	28033	30639	36199	42823	MU		
	10.3	13.7	15.4	20.6	20.6	24.0	25.7	29.1	32.6	36.0	37.7	39.4	42.9	46.3	AS		
	2287	4065	5144	9145	9145	12447	14289	18353	22925	28006	30736	33594	39690	46295	MU		
	11.4	15.2	17.1	22.9	22.9	26.7	28.6	32.4	36.2	40.0	41.9	43.8	47.6	51.4	AS		
	2225	3955	5006	8898	8898	12111	13903	17858	22307	27250	29907	32688	38620	45846	MU		
450	11.1	14.8	16.6	22.1	22.1	25.8	27.7	31.4	35.1	38.8	40.6	42.5	46.1	49.8	AS		
	2876	5112	6470	11501	11501	15654	17970	23081	28832	35221	38655	42249	49916	58222	MU		
	15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	AS		



CARGAS PERMANENTES (CP)

	h	CARGAS PERMANENTES (CP)		
		20 cm	25 cm	30 cm
TECHOS	Loseta	125 kg/m ²	125 kg/m ²	125 kg/m ²
	Nervios	75 kg/m ²	100 kg/m ²	125 kg/m ²
	Bloques de arcilla	70 kg/m ²	90 kg/m ²	110 kg/m ²
	Relleno + Impermeabilización.	120 kg/m ²	120 kg/m ²	120 kg/m ²
	Friso	30 kg/m ²	30 kg/m ²	30 kg/m ²
	CARGA PERMANENTE (CP)	420 kg/m ²	465 kg/m ²	510 kg/m ²
ENTREPISOS	Loseta	125 kg/m ²	125 kg/m ²	125 kg/m ²
	Nervios	75 kg/m ²	100 kg/m ²	125 kg/m ²
	Bloques de arcilla	70 kg/m ²	90 kg/m ²	110 kg/m ²
	Base de pavimento + piso	120 kg/m ²	120 kg/m ²	120 kg/m ²
	Friso	30 kg/m ²	30 kg/m ²	30 kg/m ²
	Tabiques de bloques de arcilla + frisos (1)	150 kg/m ²	150 kg/m ²	150 kg/m ²
	CARGA PERMANENTE (CP)	570 kg/m ²	615 kg/m ²	660 kg/m ²

(1) Se ha considerado un peso mínimo de tabiquería igual a 150 kg/m² aplicados sobre la losa.

**MOMENTO (-) Y FUERZA CORTANTE ULTIMOS:**

$$M_u = \phi R_u b_w d^2$$

$$V_u = \phi v_c b_w d$$

en donde: R_u se toma para $q = 0.18$ (véase Tabla 4.2).

$\phi = 0.90$ para flexión y $\phi = 0.85$ para corte.

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \times 1.1 \quad (\text{Véase Tabla 4.1})$$

ARMADURA:

$$\text{Tramo: } A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j_u d}$$

$$\text{Apoyo: } A'_s = \frac{M - M_u}{\phi f_y (d - d')}$$

en donde:

$$j_u = 0.894$$

**MACIZADOS:**

$$\text{Por corte: } X_c = \frac{V - V_u}{w}$$

$$\text{Por momento: } X_m = \frac{V}{w} - \sqrt{\left(\frac{V}{w}\right)^2 - \frac{2(M - \mu)}{w}}$$

en donde:

$$\mu = M_u + A'_s \phi f_y (d - d')$$

En las tablas siguientes se dan los valores de momentos resistentes, fuerzas cortantes, armaduras y macizados por nervios para los espesores de losas más usuales y varias calidades de concreto y acero.

Concretos de: $f'_c = 150, 200, 250, 300, 350$ y 400 kg/cm^2

Aceros de: $f_y = 2800$ y 4200 kg/cm^2



TABLA 7.7

				$f_y = 2800 \text{ Kg./cm}^2$				
$\frac{h}{d}$ $\frac{d'}{d}$ (cm)	f'_c (Kg/cm ²)	M_u (-)	V_u	ARMADURA.		ARMADURA MINIMA.		MACIZADO x MOMENTO
		$\phi R_u b_w d^2$ (Kg-m)	$\phi v_c b_w d$ (Kg)	TRAMO	APOYO	LOSETA	NERVIO	$A_s \phi f_y (d-d')$
				$\phi f_y l_u d$	$\phi f_y (d-d')$	$0.0018 b h_f$ (cm ² /m)	$0.0050 b_w d$ (cm ²)	
20 17 3	150	628	1042	383	353	0.90 (malla R-0.98)	0.85 (2 ϕ 3/8")	353A' _S
	200	837	1202					
	250	1046	1345					
	300	1255	1472					
	350	1465	1591					
	400	1633	1700					
25 22 3	150	1051	1349	496	479	0.90 (malla R-0.98)	1.10 (2 ϕ 3/8")	479A' _S
	200	1402	1555					
	250	1752	1740					
	300	2103	1905					
	350	2453	2059					
	400	2735	2200					
30 27 3	150	1583	1655	608	605	0.90 (malla R-0.98)	1.35 (2 ϕ 3/8")	605A' _S
	200	2111	1909					
	250	2639	2136					
	300	3167	2338					
	350	3695	2527					
	400	4120	2700					

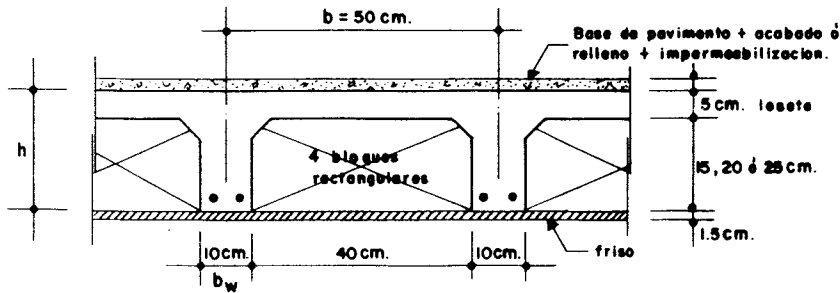
LOS VALORES DE ϕR_u SE TOMARON DE LA TABLA 4.2 PARA $q = 0.18$



TABLA 7.8

				$f_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2$				
h. d. d' (cm)	f' (Kg/cm ²)	$M_u (-) \quad V_u$		ARMADURA.		ARMADURA MINIMA.		MACIZADO x MOMENTO
		$\phi R_u b_w d^2$ (Kg-m)	$\phi V'_c b_w d$ (Kg)	TRAMO	APOYO	LOSETA	NERVIO	$A_s \phi f_y (d-d')$
				$\phi f_y l_u d$	$\phi f_y (d-d')$	$0.0018 b h_f$ (cm ² /m)	$0.0050 b_w d$ (cm ²)	
20 17 3	150	628	1042	574	529	0.90 (malla R-0.98)	0.56 (2ø 3/8")	529A' _S
	200	837	1202					
	250	1046	1345					
	300	1255	1472					
	350	1463	1591					
	400	1674	1700					
25 22 3	150	1051	1349	743	718	0.90 (malla R-0.98)	0.73 (2ø 3/8")	718A' _S
	200	1402	1555					
	250	1752	1740					
	300	2103	1905					
	350	2450	2059					
	400	2803	2200					
30 27 3	150	1583	1655	912	907	0.90 (malla R-0.98)	0.89 (2ø 3/8")	907A' _S
	200	2111	1909					
	250	2639	2136					
	300	3167	2338					
	350	3691	2527					
	400	4222	2700					

LOS VALORES DE ϕR_u SE TOMARON DE LA TABLA 4.2 PARA $q = 0.18$



CARGAS PERMANENTES (CP)

	h	CARGAS PERMANENTES (CP)		
		20 cm	25 cm	30 cm
TECHOS	Loseta	125 kg/m ²	125 kg/m ²	125 kg/m ²
	Nervios	135 kg/m ²	180 kg/m ²	225 kg/m ²
	Bloques de arcilla	55 kg/m ²	70 kg/m ²	90 kg/m ²
	Relleno + Impermeabilización	120 kg/m ²	120 kg/m ²	120 kg/m ²
	Friso	30 kg/m ²	30 kg/m ²	30 kg/m ²
	CARGA PERMANENTE (CP)	465 kg/m²	525 kg/m²	590 kg/m²
ENTREPISOS	Loseta	125 kg/m ²	125 kg/m ²	125 kg/m ²
	Nervios	135 kg/m ²	180 kg/m ²	225 kg/m ²
	Bloques de arcilla	55 kg/m ²	70 kg/m ²	90 kg/m ²
	Base de pavimento + piso	120 kg/m ²	120 kg/m ²	120 kg/m ²
	Friso	30 kg/m ²	30 kg/m ²	30 kg/m ²
	Tabiques de bloques de arcilla + frisos (1)	150 kg/m ²	150 kg/m ²	150 kg/m ²
	CARGA PERMANENTE (CP)	615 kg/m²	675 kg/m²	740 kg/m²

(1) Se ha considerado un peso mínimo de tabiquería igual a 150 kg/m² aplicados sobre la placa.



TABLA 7.9

				f _y = 2800 Kg./cm. ²						
h d _x d _y d' (cm)	f' _c (Kg./cm. ²)	M _u (-)		V _u		ARMADURA.		ARMADURA MINIMA.		MACIZADO x MOMENTO.
		Ø R _u b _w d _x ² Ø R _u b _w d _y ² (Kg.-m)	Ø v _c b _w d _x Ø v _c b _w d _y (Kg.)	TRAMO	APOYO	LOSETA	NERVIO	A' _s Ø f _y (d _x -d' _x) A' _s Ø f _y (d _y -d' _y)		
				Ø f _y l _u d _x Ø f _y l _u d _y	Ø f _y (d _x -d' _x) Ø f _y (d _y -d' _y)	0.0018 b _w f _c (cm. ² /m)	0.0050 b _w d _x 0.0050 b _w d _y (cm. ²)			
20 17 14 3	150	628 426	1042 858	383 315	353 277	0.90 (maila R-0.98)	0.85 0.67 (2ø 3/8")	353A' _S 277A' _S		
	200	837 568	1202 990							
	250	1046 710	1345 1107							
	300	1255 851	1472 1212							
	350	1465 993	1591 1310							
	400	1633 1108	1700 1400							
25 22 19 3	150	1051 784	1349 1165	496 428	479 403	0.90 (maila R-0.98)	1.10 0.93 (2ø 3/8")	479A' _S 403A' _S		
	200	1402 1045	1555 1343							
	250	1752 1307	1740 1503							
	300	2103 1568	1905 1645							
	350	2453 1830	2059 1778							
	400	2735 2040	2200 1900							
30 27 24 3	150	1583 1251	1655 1471	608 540	605 529	0.90 (maila R-0.98)	1.35 1.18 (2ø 3/8")	605A' _S 529A' _S		
	200	2111 1668	1909 1697							
	250	2639 2085	2136 1898							
	300	3167 2502	2338 2078							
	350	3695 2919	2527 2246							
	400	4120 3255	2700 2400							

LOS VALORES DE Ø R_u SE TOMARON DE LA TABLA 4.2 PARA q = 0.18

LOS VALORES DE Ø R_u SE TOMARON DE LA TABLA 4.2 PARA q = 0.18



TABLA 7.10

				$f_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2$				
$\begin{matrix} h \\ d_x \\ d_y \\ d' \\ (\text{cm}) \end{matrix}$	$f'c$ (Kg./cm ²)	$M_u (-) \quad V_u$		ARMADURA.		ARMADURA MINIMA.		MACIZADO x MOMENTO
		$\phi R_u b_w d_x^2$ $\phi R_u b_w d_y^2$ (Kg.-m)	$\phi V_c b_w d_x$ $\phi V_c b_w d_y$ (Kg.)	TRAMO	APOYO	LOSETA	NERVIO	
				$\phi f_y j_u d_x$ $\phi f_y j_u d_y$	$\phi f_y (d_x - d'_x)$ $\phi f_y (d_y - d'_y)$	0.0018bh _f (cm ² /m)	0.0050b _w d _x 0.0050b _w d _y (cm ²)	
20 17 14 3	150	628 426	1042 858	574 472	529 416	0.90 (malla R-0.98)	0.85 0.67 (2ø 3/8")	529A' _s 416A' _s
	200	837 568	1202 990					
	250	1046 710	1345 1107					
	300	1255 851	1472 1212					
	350	1463 992	1591 1310					
	400	1674 1135	1700 1400					
25 22 19 3	150	1051 784	1349 1165	743 641	718 605	0.90 (malla R-0.98)	1.10 0.93 (2ø 3/8")	718A' _s 605A' _s
	200	1402 1045	1555 1343					
	250	1752 1307	1740 1503					
	300	2103 1568	1905 1645					
	350	2450 1828	2059 1778					
	400	2803 2091	2200 1900					
30 27 24 3	150	1583 1251	1655 1471	912 811	907 794	0.90 (malla R-0.98)	1.35 1.18 (2ø 3/8")	907A' _s 794A' _s
	200	2111 1668	1909 1697					
	250	2639 2085	2136 1898					
	300	3167 2502	2338 2078					
	350	3691 2919	2527 2246					
	400	4222 3336	2700 2400					
LOS VALORES DE ϕR_u SE TOMARON DE LA TABLA 4.2 PARA $q = 0.18$								

LOS VALORES DE ϕR_u SE TOMARON DE LA TABLA 4.2 PARA q = 0.18

ASPECTOS GENERALES

Los entrepisos reticulare se diferencian de las losas nervadas en dos direcciones en que éstas tienen vigas perimetrales muy rígidas, que son consideradas indeformables, mientras que aquellas se apoyan directamente en las columnas, sin vigas rígidas, de modo que su perímetro es considerado deformable.

Generalmente en el entrepiso reticular los nervios que pasan cerca de las columnas, llamados nervios de capitel, son más anchos que los demás, llamados nervios de tramo, pero todos tienen la misma altura.

PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO

Las solicitaciones en los elementos de los retículos se han calculado en este caso por el "Método de los Desplazamientos". Otros procedimientos de análisis son el método de Doménico Parma y el de Anatole Zagustin.

Siguiendo el criterio de A. Zagustin se despreciaron los momentos torsores en los nervios del retículo.

TABLAS DE RETÍCULOS

Se incluyen tablas para retículos de las siguientes modulaciones:

5 x 5, 6 x 6, 6 x 7, 6 x 8, 7 x 7, 7 x 8, 7 x 9, 7 x 10, 8 x 8, 8 x 9, 8 x 10.

Para todos ellos se han considerado 6 casos de continuidad, de acuerdo con la práctica corriente en placas doblemente armadas, pero considerando que el perímetro tiene deflexiones verticales.

En las tablas se dan coeficientes para calcular los momentos y cortes en los nervios representativos del retículo, en función de la carga nodal P y de la distancia S entre nodos. Todos los recuadros definidos por los nodos son cuadrados de dimensión S x S.



En el cálculo de las tablas se consideró que los retículos están simplemente apoyados en las columnas.

BIBLIOGRAFIA

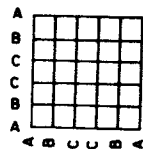
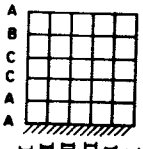
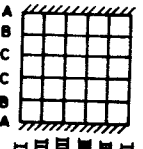
- Asprino, Miguel y Rodríguez Gil, Fernan
"Entrepisos Reticulares"
Tesis de Grado, Universidad Central de Venezuela.
Multigrafiada
Caracas, 1954



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 5 x 5

COEFICIENTES DE MOMENTOS

TABLA N° 7.11

CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$					
		1	2	3	4	5	6
	A	0.0	3.00	3.60	3.60	3.00	0.0
	B	0.0	1.90	3.29	3.29	1.90	0.0
	C	0.0	0.10	0.60	0.60	0.10	0.0
	A	0.0	2.37	2.82	2.82	2.37	0.0
	B	0.0	2.69	4.10	4.10	2.69	0.0
	C	0.0	0.73	1.76	1.76	0.73	0.0
	I	-5.26	-0.13	1.81	2.53	2.30	0.0
	II	-2.51	-0.76	1.26	1.97	1.31	0.0
	III	-0.28	-0.10	-0.06	0.01	-0.11	0.0
	A	0.0	1.92	2.04	2.04	1.92	0.0
	B	0.0	2.26	3.50	3.50	2.26	0.0
	C	0.0	0.31	1.93	1.93	0.81	0.0
	I	-3.79	+0.29	+1.60	-1.60	-0.29	-3.79
	II	-1.57	-0.26	1.04	1.04	-0.26	-1.57
	III	0.36	-0.03	-0.15	-0.15	-0.03	0.36

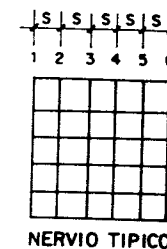
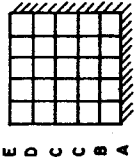
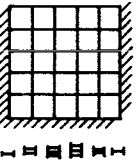
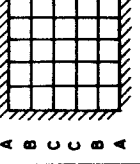


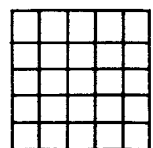


TABLA N° 7. 11

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 5 x 5 COEFICIENTES DE MOMENTOS

CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$					
		1	2	3	4	5	6
 ④	A	0.0	1.79	1.72	1.29	0.28	-4.39
	B	0.0	1.96	2.67	1.84	-0.83	-3.99
	C	0.0	0.40	0.84	0.43	-0.48	-0.57
	D	0.0	1.04	1.57	1.00	-0.62	-1.98
	E	0.0	1.63	1.83	1.34	-0.06	-3.91
 ⑤	A	-3.25	0.48	1.15	1.15	0.48	-3.25
	B	-2.70	-0.24	1.59	1.59	-0.24	-2.70
	C	-0.16	-0.19	+0.38	+0.38	-0.19	-0.16
	D	-1.19	-0.20	-0.79	-0.79	-0.20	-1.19
	I	-3.52	0.24	1.04	1.37	1.43	0.00
	II	-3.26	-0.69	1.51	2.20	1.60	0.00
	III	-0.68	-0.52	0.48	0.95	0.45	0.00
 ⑥	A	-2.61	0.40	0.91	0.91	0.40	-2.61
	B	-2.17	-0.20	1.28	1.28	-0.20	-2.17
	C	-0.22	-0.20	+0.30	+0.30	-0.20	-0.22

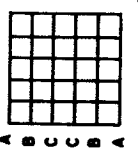
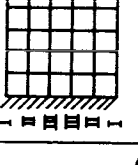
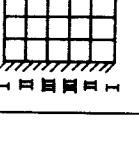
1 2 3 4 5 6



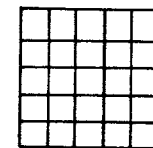
NERVIO TIPICO

TABLA N° 7. 12

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 5 x 5 COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

CASO	NERV.	$v = V/P$				
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
 ①	A	3.00	0.60	0.0	-0.60	-3.00
	B	1.90	1.40	0.0	-1.40	-1.90
	C	0.10	0.50	0.0	-0.50	-0.10
 ②	A	2.37	0.12	0.0	-0.12	-2.37
	B	2.69	1.42	0.0	-1.42	-2.69
	C	0.73	1.03	0.0	-1.03	-0.73
	I	5.13	1.94	0.71	-0.22	-2.30
	II	1.75	2.02	0.71	-0.66	-1.31
	III	-0.38	0.04	0.07	-0.12	-0.11
 ③	A	1.92	0.12	0.0	-0.12	-1.92
	B	2.26	1.27	0.0	-1.27	-2.26
	C	0.81	1.12	0.0	-1.12	-0.81
	I	4.08	1.31	0.0	-1.31	-4.08
	II	1.31	1.30	0.0	-1.30	-1.31
	III	-0.39	-0.12	0.0	+0.12	+0.39

1 2 3 4 5 6

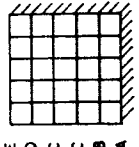
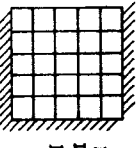
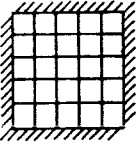


NERVIO TIPICO

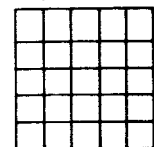


TABLA N° 7.12

LOSAS RETICULARES- RETICULO DE 5 x 5 COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

CASO	NERV.	$v = V/P$				
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
	A	1.79	-0.72	-0.43	-1.09	-4.68
	B	1.96	-0.71	-0.84	-2.66	-3.17
	C	0.40	0.44	-0.41	-0.91	-0.83
	D	1.04	0.54	-0.58	-0.61	-1.36
	E	1.68	0.15	-0.49	-1.39	-3.35
	A	3.73	0.66	0.00	-0.66	-3.73
	B	3.08	1.83	0.00	-1.83	-3.08
	C	-0.03	0.46	0.00	-0.46	+0.03
	D	0.99	0.99	0.00	-0.99	-0.99
	I	3.76	0.80	0.33	0.06	-1.43
	II	2.57	2.20	0.70	-0.60	-1.60
	III	0.16	0.99	0.47	-0.47	-0.48
	A	3.00	0.52	0.00	-0.52	-3.00
	B	1.98	1.48	0.00	-1.48	-1.98
	C	0.02	0.50	0.00	-0.50	-0.02

S S S S S
1 2 3 4 5 6

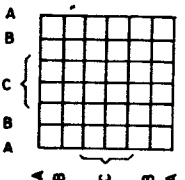
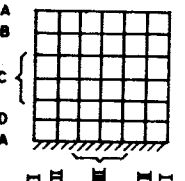
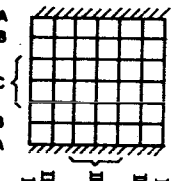


NERVIO TIPICO

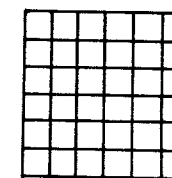


LOSAS RETICULARES- RETICULO DE 6 x 6 COEFICIENTES DE MOMENTOS

TABLA N° 7.13

CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$						
		1	2	3	4	5	6	7
	A	0.0	4.37	5.25	5.46	5.25	4.37	0.0
	B	0.0	2.98	5.46	6.15	5.46	2.98	0.0
	C	0.0	0.18	1.17	1.65	1.17	0.18	0.0
	A	0.0	2.82	3.32	3.40	3.32	2.82	0.0
	B	0.0	4.21	5.92	6.33	5.92	4.21	0.0
	C	0.0	1.55	3.27	3.75	3.27	1.55	0.0
	D	0.0	2.26	4.19	4.78	4.19	2.26	0.0
	I	-12.68	-3.78	0.40	2.52	3.31	3.04	0.0
	II	-4.78	-3.02	0.23	2.32	2.99	1.83	0.0
	III	0.33	0.24	-0.05	-0.38	-0.49	-0.34	0.0
	A	0.0	2.21	2.62	2.77	2.62	2.21	0.0
	B	0.0	3.36	4.94	5.36	4.94	3.36	0.0
	C	0.0	1.36	3.07	3.64	3.07	1.36	0.0
	I	-8.25	-1.71	0.96	1.78	0.96	-1.71	-8.25
	II	-2.61	-1.32	0.73	1.44	0.73	-1.32	-2.61
	III	0.37	0.18	-0.17	-0.38	-0.17	0.18	0.37

S S S S S S S
1 2 3 4 5 6 7

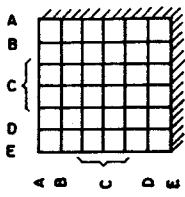
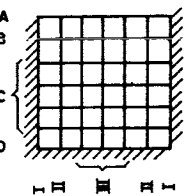
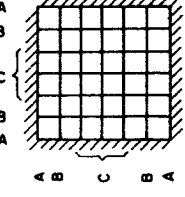


NERVIO TIPICO

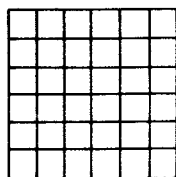


TABLA N° 7.13

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 6 COEFICIENTES DE MOMENTOS

CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$						
		1	2	3	4	5	6	7
	A	2.0	1.97	2.01	1.58	0.28	-2.08	-9.54
	B	0.0	2.82	3.61	2.83	0.69	-3.40	-3.01
	C	0.0	0.88	1.69	1.43	0.41	-1.10	-1.65
	D	0.0	1.35	2.21	1.76	0.21	-2.25	-3.68
	E	0.0	2.00	2.15	1.63	0.28	-2.44	-8.49
	A	-6.30	-0.86	0.59	1.11	0.59	-0.86	-6.30
	B	-5.10	-1.55	1.14	1.93	1.14	-1.55	-5.10
	C	-1.91	-0.96	0.53	1.04	0.53	-0.96	-1.91
	D	-5.70	-1.16	0.66	1.21	0.66	-1.16	-5.70
	I	-7.67	-1.68	0.26	1.26	1.61	1.53	0.0
	II	-6.27	-2.78	0.54	2.29	2.88	2.21	0.0
	III	-1.45	-1.02	0.32	1.33	1.54	0.78	0.0
	A	-5.10	-0.72	0.49	0.90	0.49	-0.72	-5.10
	B	-3.90	-1.25	0.89	1.53	0.89	-1.25	-3.90
	C	-0.74	-0.42	0.41	0.75	0.41	-0.42	-0.74

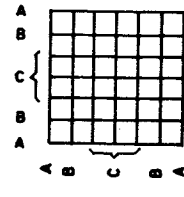
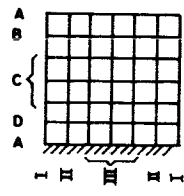
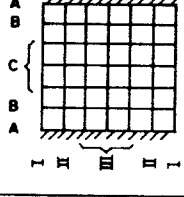
S S S S S S S
1 2 3 4 5 6 7



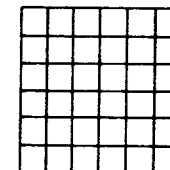
NERVIO TÍPICO



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 6 TABLA N° 7.14 COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

CASO	NERV.	$v = V/P$					
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
	A	4.37	0.90	0.20	-0.20	-0.90	-4.37
	B	2.98	2.48	0.68	-0.68	-2.48	-2.98
	C	0.18	1.17	1.65	-1.65	-1.17	-0.18
	A	2.72	0.46	0.20	-0.20	-0.46	-2.72
	B	4.21	1.71	0.41	-0.41	-1.71	-4.21
	C	1.55	1.72	0.48	-0.48	-1.72	-1.55
	D	2.26	1.93	0.59	-0.59	-1.93	-2.26
	I	8.89	4.18	2.12	0.78	-0.27	-3.04
	II	1.76	3.25	2.09	0.67	-1.16	-1.83
	III	-0.23	-0.08	0.32	-0.02	-0.25	-0.08
	A	2.20	0.41	0.15	-0.15	-0.41	-2.20
	B	3.35	1.58	0.42	-0.42	-1.58	-3.35
	C	1.36	1.71	0.57	-0.57	-1.71	-1.36
	I	6.54	2.68	0.82	-0.82	-2.68	-6.54
	II	1.28	2.06	0.71	-0.71	-2.06	-1.28
	III	-0.23	-0.06	-0.07	+0.07	+0.06	+0.23

S S S S S S S
1 2 3 4 5 6 7

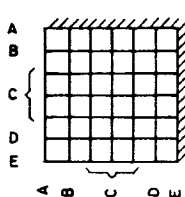
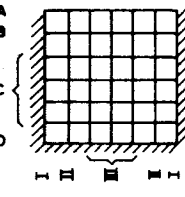
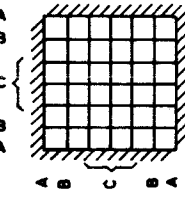


NERVIO TÍPICO

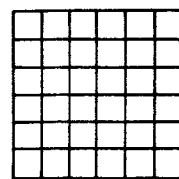


TABLA N° 7.14

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 6 COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

CASO	NERV.	$v = V/P$					
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
	A	1.97	0.04	-0.42	-1.30	-2.36	-7.46
	B	2.83	0.78	-0.77	-2.13	-4.10	-4.60
	C	0.88	0.81	-0.26	-1.02	-1.52	-0.55
	D	1.35	0.85	-0.45	-1.54	-2.47	-1.42
	E	2.00	0.149	-0.52	-1.34	-2.72	-6.05
	A	5.44	1.45	0.52	-0.52	-1.45	-5.44
	B	3.54	2.71	0.78	-0.78	-2.71	-3.54
	C	0.43	1.00	0.35	-0.35	-1.00	-0.43
	D	4.54	1.82	0.54	-0.54	-1.82	-4.54
	I	5.98	1.94	1.00	0.34	-0.07	-1.53
	II	3.49	3.32	1.75	0.59	-0.67	-2.21
	III	0.43	1.35	1.00	0.21	-0.76	-0.78
	A	4.37	1.22	0.40	-0.40	-1.22	-4.37
	B	2.65	2.15	0.64	-0.64	-2.15	-2.65
	C	0.32	0.83	0.33	-0.33	-0.83	-0.32

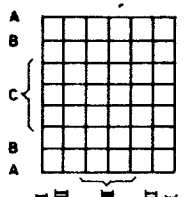
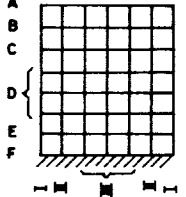
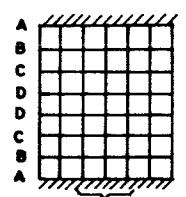
1 2 3 4 5 6 7



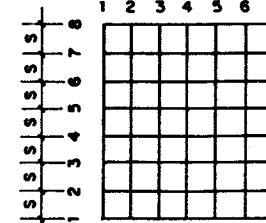
NERVIO TÍPICO



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 7 TABLA N° 7.15 COEFICIENTES DE MOMENTOS

CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$							
		1	2	3	4	5	6	7	8
	A	0.0	5.25	6.45	6.76	6.45	5.25	0.0	-
	B	0.0	3.60	6.71	7.61	6.71	3.60	0.0	-
	C	0.0	0.19	1.28	1.32	1.28	0.19	0.0	-
	I	0.0	4.97	5.85	6.03	6.03	5.85	4.97	0.0
	II	0.0	3.54	6.53	7.74	7.74	6.53	3.54	0.0
	III	0.0	0.39	1.99	3.14	3.14	1.99	0.39	0.0
	IV	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	A	0.0	3.17	3.69	3.96	3.69	3.17	0.0	-
	B	0.0	4.90	6.92	7.41	6.92	4.90	0.0	-
	C	0.0	1.79	3.76	4.27	3.76	1.79	0.0	-
	D	0.0	0.86	2.02	2.54	2.02	0.86	0.0	-
	E	0.0	2.53	4.69	5.32	4.69	2.53	0.0	-
	F	0.0	3.44	4.12	4.26	4.12	3.44	0.0	-
	I	-15.62	-5.28	-0.34	2.29	3.58	3.99	3.51	0.0
	II	-6.81	-4.65	-0.62	2.22	3.77	3.91	2.26	0.0
	III	-0.41	-0.66	-0.36	0.39	0.80	0.60	0.04	0.0
	IV	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	A	0.0	2.48	2.93	3.12	2.93	2.48	0.0	-
	B	0.0	3.81	5.48	5.90	5.48	3.81	0.0	-
	C	0.0	1.46	3.19	3.72	3.19	1.46	0.0	-
	D	0.0	0.98	2.37	2.99	2.37	0.98	0.0	-
	E	0.0	2.53	4.69	5.32	4.69	2.53	0.0	-
	I	-10.6	-2.81	0.63	2.11	2.11	0.63	-2.81	-10.6
	II	-3.75	-2.22	0.44	1.86	1.86	0.44	-2.22	-3.75
	III	0.35	0.22	-0.07	-0.31	-0.31	-0.07	0.22	0.35
	IV	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	V	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1 2 3 4 5 6 7



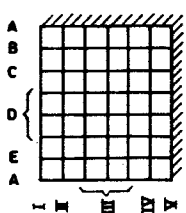
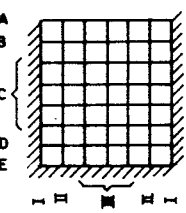
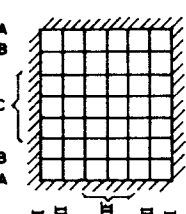
NERVIO TÍPICO

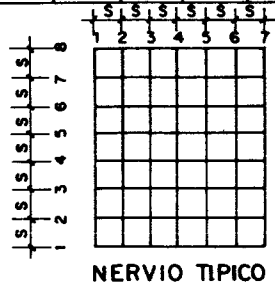


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 7

COEFICIENTES DE MOMENTOS

TABLA N° 7.15

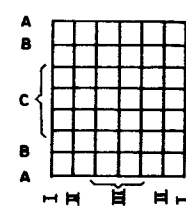
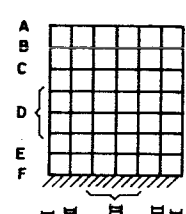
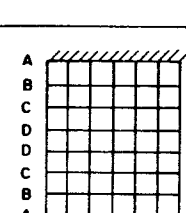
CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$							
		1	2	3	4	5	6	7	8
	A	0.0	2.43	2.64	2.01	0.33	-3.01	-10.9	-
	B	0.0	3.31	4.25	3.32	0.81	-3.96	-9.44	-
	C	0.0	1.04	2.08	1.76	0.53	-1.33	-2.03	-
	D	0.0	0.36	0.79	0.82	0.30	-0.54	-0.98	-
	E	0.0	1.56	2.55	2.00	0.22	-2.56	-4.10	-
	I	0.0	2.33	2.59	2.28	1.48	-1.18	-3.40	-10.4
	II	0.0	1.73	3.03	3.01	1.84	-0.41	-3.66	-5.53
	III	0.0	1.16	2.34	2.34	1.51	0.0	-1.35	-2.43
	IV	0.0	3.38	4.52	4.20	2.75	-0.09	-5.11	-10.4
	V	0.0	2.25	2.47	2.32	1.54	-1.18	-3.11	-12.0
	A	-7.0	-0.9	0.63	1.22	0.63	-0.9	-7.0	-
	B	-6.02	-1.78	1.34	2.22	1.34	-1.78	-6.02	-
	C	-1.22	-0.63	0.68	1.12	0.68	-0.63	-1.22	-
	D	-2.21	-1.11	0.61	1.21	0.61	-1.11	-2.21	-
	E	-6.75	-1.39	0.73	1.44	0.78	-1.39	-6.75	-
	I	-9.80	-2.59	-0.11	1.26	1.89	2.02	1.80	0.0
	II	-8.39	-4.32	-0.13	2.32	3.55	3.73	2.68	0.0
	III	-2.19	-1.76	-0.08	1.45	2.29	2.18	1.02	0.0
	IV	-5.75	-0.79	0.54	1.01	0.54	-0.79	-5.75	-
	B	-4.58	-1.42	1.03	1.75	1.03	-1.42	-4.58	-
	C	-0.86	-0.47	0.48	0.84	0.48	-0.47	-0.86	-
	I	-6.57	-1.28	0.34	1.08	1.08	0.34	-1.28	-6.57
	II	-5.27	-2.15	0.65	1.91	1.91	0.65	-2.15	-5.27
	III	-1.16	-0.79	0.33	1.04	1.04	0.33	-0.79	-1.16



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 7

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

TABLA N° 7.16

CASO	NERV.	$v = V/P$							
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
	A	5.25	1.20	0.31	-0.31	-1.20	-5.25	-	
	B	3.59	3.11	0.89	-0.89	-3.11	-3.59	-	
	C	0.19	1.08	0.54	-0.54	-1.08	-0.19	-	
	I	4.97	0.87	0.18	0.00	-0.18	-0.87	-4.97	
	II	3.54	3.03	1.15	0.00	-1.15	-3.03	-3.54	
	III	0.39	1.61	1.14	0.00	-1.14	-1.61	-0.39	
	IV								
	V								
	VI								
	VII								
	A	3.17	0.52	0.27	-0.27	-0.52	-3.17	-	
	B	4.90	2.02	0.48	-0.48	-2.02	-4.90	-	
	C	1.79	1.97	0.51	-0.51	-1.97	-1.79	-	
	D	0.86	1.16	0.51	-0.51	-1.16	-0.86	-	
	E	2.54	2.15	0.63	-0.63	-2.15	-2.54	-	
	F	3.44	0.68	0.14	-0.14	-0.68	3.44	-	
	I	10.33	4.93	2.64	1.28	0.41	-0.47	-3.51	
	II	2.15	4.03	2.84	1.55	0.15	-1.65	-2.26	
	III	-0.25	+0.29	0.76	0.41	-0.20	-0.56	-0.04	
	IV								
	A	2.43	0.45	0.18	-0.18	-0.45	-2.43	-	
	B	3.81	1.67	0.42	-0.42	-1.67	-3.81	-	
	C	1.46	1.72	0.52	-0.52	-1.72	-1.46	-	
	D	0.98	1.39	0.62	-0.62	-1.39	-0.98	-	
	I	7.76	3.44	1.48	0.00	-1.43	-3.44	-7.76	
	II	1.53	2.67	1.41	0.00	-1.41	-2.67	-1.53	
	III	0.23	0.02	0.22	0.00	-0.22	-0.02	-0.23	
	IV								
	V								
	VI								

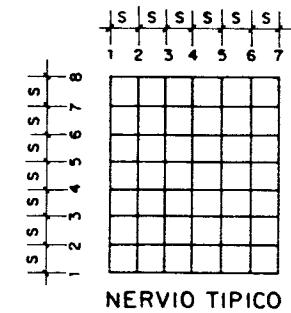


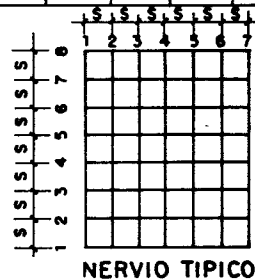


TABLA N° 7.16

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 7

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

C A S O	NERV.	$v = V/P$						
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
	A	2.43	0.21	-0.63	-1.68	-3.34	-8.45	-
	B	3.31	0.93	-0.93	-2.50	-4.73	-5.47	-
	C	1.04	1.04	-0.32	-1.23	-1.87	-0.70	-
	D	0.36	0.43	0.02	-0.51	-0.84	-0.44	-
	E	1.56	0.99	-0.55	-1.78	-2.87	-1.54	-
	I	-2.33	-0.26	0.31	0.81	1.66	3.21	7.03
	II	-1.72	-1.31	0.00	1.18	2.25	3.25	1.87
	III	-1.16	-1.17	0.00	0.83	1.51	1.86	0.58
	IV	-3.33	-1.13	0.31	1.45	2.85	5.02	5.33
	V	-2.25	-0.21	0.14	0.78	1.72	2.92	8.89
	A	6.10	1.53	0.60	-0.60	-1.53	-6.10	-
	B	4.24	3.12	0.89	-0.89	-3.12	-4.24	-
	C	0.59	1.32	0.44	-0.44	-1.32	-0.59	-
	D	1.09	1.73	0.59	-0.59	-1.73	-1.09	-
	E	5.36	2.18	0.65	-0.65	-2.18	-5.36	-
	I	7.21	2.47	1.38	0.62	0.13	-0.21	-1.80
	II	4.07	4.18	2.46	1.22	0.18	-1.05	-2.68
	III	0.43	1.67	1.54	0.83	-0.11	-1.15	-1.02
	A	4.96	1.34	0.46	-0.46	-1.34	-4.96	-
	B	3.15	2.46	0.72	-0.72	-2.46	-3.15	-
	C	0.39	0.95	0.35	-0.35	-0.95	-0.39	-
	I	5.28	1.63	0.74	0.00	-0.74	-1.63	-5.28
	II	3.12	2.81	1.25	0.00	-1.25	-2.81	-3.12
	III	0.37	1.12	0.71	0.00	-0.71	-1.12	-0.37



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 8

COEFICIENTES DE MOMENTOS

TABLA N° 7.17

C A S O	NERV.	$\mu = M/P.s$								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
	A	0.0	6.07	7.52	7.91	7.52	6.07	0.0	-	-
	B	0.0	4.25	7.99	9.10	7.99	4.25	0.0	-	-
	C	0.0	0.31	1.65	2.33	1.65	0.31	0.0	-	-
	D	0.0	-0.58	-1.27	-1.60	-1.27	-0.58	0.0	-	-
	I	0.0	5.63	6.51	6.59	6.54	6.59	6.51	5.63	0.0
	II	0.0	4.11	7.74	9.32	9.76	9.32	7.74	4.11	0.0
	III	0.0	0.56	2.75	4.62	5.30	4.62	2.75	0.56	0.0
	A	0.0	3.65	4.19	4.52	4.19	3.65	0.0	-	-
	B	0.0	5.61	7.98	8.54	7.98	5.61	0.0	-	-
	C	0.0	2.92	5.43	6.17	5.43	2.92	0.0	-	-
	D	0.0	0.96	2.24	2.82	2.24	0.96	0.0	-	-
	I	-18.46	-6.74	-1.14	1.91	3.49	4.30	4.54	3.98	0.0
	II	-9.16	-6.54	-1.68	1.86	4.11	5.10	4.81	2.70	0.0
	III	-1.07	-1.37	-0.85	0.41	1.39	1.69	1.14	0.18	0.0
	A	0.0	2.80	3.30	3.52	3.30	2.80	0.0	-	-
	B	0.0	4.32	6.17	6.62	6.17	4.32	0.0	-	-
	C	0.0	1.62	3.46	3.98	3.46	1.62	0.0	-	-
	D	0.0	0.91	2.18	2.74	2.18	0.91	0.0	-	-
	I	-12.98	-3.95	0.15	2.14	2.72	2.14	0.15	-3.95	-12.98
	II	-5.12	-3.31	-0.03	2.02	2.72	2.02	-0.03	-3.31	-5.12
	III	-0.11	-0.33	-0.17	0.31	0.51	0.31	-0.17	-0.33	-0.11

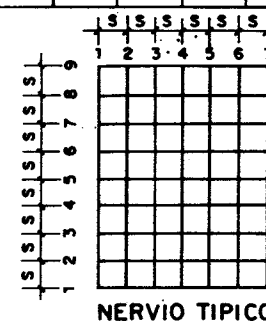
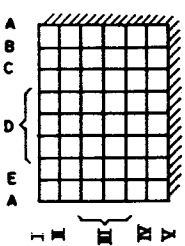
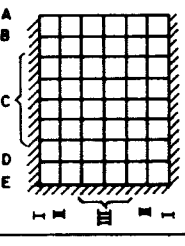
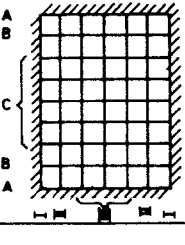


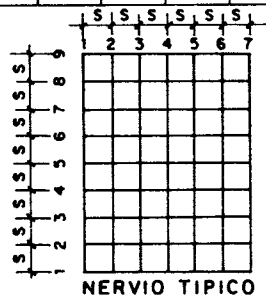


TABLA N° 7. 17

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 8

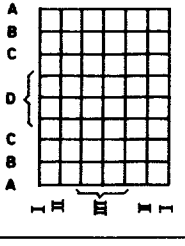
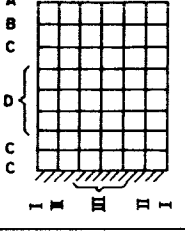
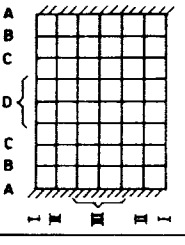
COEFICIENTES DE MOMENTOS

CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
	A	0.0	2.71	2.56	2.00	0.25	-2.56	-11.92	-	-
	B	0.0	3.78	4.86	3.77	0.94	-4.43	-10.86	-	-
	C	0.0	1.22	2.51	2.14	0.68	-1.59	-2.47	-	-
	D	0.0	0.48	1.06	1.09	0.39	-0.67	-1.22	-	-
	E	0.0	1.82	2.98	2.33	0.25	-2.96	-4.71	-	-
	I	0.0	2.67	3.03	2.83	2.31	1.27	-0.73	-9.46	-12.47
	II	0.0	2.10	3.86	4.28	3.54	1.65	-1.33	-5.39	-7.74
	III	0.0	1.43	3.00	3.33	2.74	1.38	-0.61	-2.73	-3.35
	IV	0.0	3.94	5.41	5.45	4.53	2.47	-1.10	-7.10	-13.14
	V	0.0	2.58	2.90	2.92	2.46	1.37	-0.76	-4.27	-14.66
	A	-7.59	-0.91	0.64	1.31	0.64	-0.91	-7.59	-	-
	B	-6.93	-1.97	1.52	2.48	1.52	-1.97	-6.93	-	-
	C	-1.54	-0.78	0.86	1.38	0.86	-0.78	-1.54	-	-
	D	-2.55	-1.23	0.71	1.41	0.71	-1.29	-2.55	-	-
	E	-7.78	-1.61	0.91	1.66	0.91	-1.61	-7.78	-	-
	I	-12.18	-3.67	-0.62	1.16	2.09	2.47	2.44	2.11	0.0
	II	-10.81	-6.17	-1.08	2.12	4.00	4.78	4.59	3.16	0.0
	III	-3.18	-2.35	-0.61	1.19	2.62	3.11	2.43	1.02	0.0
	IV	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	V	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	A	-6.35	-0.84	0.58	1.11	0.58	-0.84	-6.35	-	-
	B	-5.29	-1.60	1.18	1.98	1.18	-1.60	-5.29	-	-
	C	-1.04	-0.55	0.58	0.98	0.58	-0.55	-1.04	-	-
	D	-3.18	-1.94	0.10	1.15	1.46	1.15	0.10	-1.94	-8.18
	E	-6.83	-3.25	0.23	2.07	2.66	2.07	0.23	-3.25	-6.93
	I	-1.68	-1.28	0.09	1.22	1.62	1.22	0.09	-1.28	-1.68
	II	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	III	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	IV	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	V	-	-	-	-	-	-	-	-	-



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 8

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

CASO	NERV.	$v = V/P$							
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
	A	6.06	1.45	0.39	-0.39	-1.45	-6.06	-	-
	B	4.25	3.74	1.10	-1.10	-3.74	-4.25	-	-
	C	0.31	1.35	0.68	-0.68	-1.35	-0.31	-	-
	D	-0.58	-0.69	-0.33	0.33	0.69	0.58	-	-
	I	5.63	0.88	0.07	-0.04	0.04	-0.07	-0.88	-5.63
	II	4.11	3.62	1.58	0.44	-0.44	-1.58	-3.62	-4.11
	III	0.56	2.19	1.87	0.67	-0.67	-1.87	-2.19	-0.56
	IV	-	-	-	-	-	-	-	-
	V	-	-	-	-	-	-	-	-
	V	-	-	-	-	-	-	-	-
	A	3.66	0.53	0.33	-0.33	-0.53	-3.66	-	-
	B	5.61	2.37	0.56	-0.56	-2.37	-5.61	-	-
	C	2.05	2.35	0.60	-0.60	-2.35	-2.05	-	-
	D	0.96	1.28	0.57	-0.57	-1.28	-0.96	-	-
	I	11.71	5.61	3.05	1.58	0.81	0.24	-0.56	-3.98
	II	2.62	4.85	3.55	2.24	0.99	-0.29	-2.10	-2.70
	III	-0.29	0.51	1.27	0.98	0.29	-0.55	-0.96	-0.18
	IV	-	-	-	-	-	-	-	-
	V	-	-	-	-	-	-	-	-
	V	-	-	-	-	-	-	-	-
	A	2.80	0.49	0.22	-0.22	-0.49	-2.80	-	-
	B	4.23	1.84	0.45	-0.45	-1.84	-4.23	-	-
	C	1.62	1.84	0.52	-0.52	-1.84	-1.62	-	-
	D	0.91	1.27	0.56	-0.56	-1.27	-0.91	-	-
	I	8.93	4.11	1.99	0.57	-0.57	-1.99	-4.11	-8.93
	II	1.81	3.28	2.06	0.70	-0.70	-2.06	-3.28	-1.81
	III	-0.23	0.16	0.48	0.19	-0.19	-0.48	-0.16	0.23
	IV	-	-	-	-	-	-	-	-
	V	-	-	-	-	-	-	-	-
	V	-	-	-	-	-	-	-	-

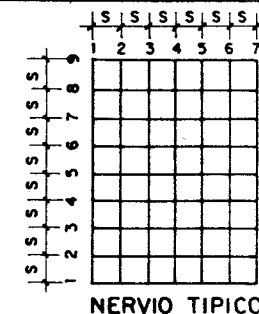
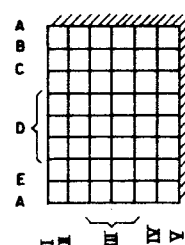
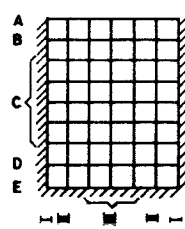
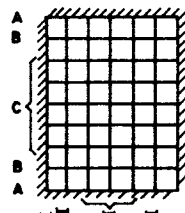




TABLA N° 7.18

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 8
COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

C A S O	NERV.	$v = V/P$							
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
	④ A	2.70	-0.14	-0.56	-1.74	-2.81	-9.36	-	-
	B	3.78	1.07	-1.08	-2.83	-5.43	-6.37	-	-
	C	1.22	1.30	-0.37	-1.45	-2.28	-0.37	-	-
	D	0.48	0.57	0.03	0.70	-1.06	-0.54	-	-
	E	1.82	1.16	-0.65	-2.08	-3.21	-1.75	-	-
	I	-2.67	-0.35	0.19	0.53	1.03	2.01	3.72	8.01
	II	-2.09	-1.76	-0.42	0.74	1.89	2.98	4.06	2.35
	III	-1.43	-1.57	-0.32	0.58	1.36	1.99	2.16	0.56
	IV	-3.93	-1.47	-0.04	0.92	2.06	3.58	5.98	6.04
	V	-2.57	-0.32	-0.02	0.45	1.09	2.13	3.51	10.38
	⑤ A	6.68	1.55	0.66	-0.66	-1.55	-6.68	-	-
	B	4.95	3.50	0.95	-0.95	-3.50	-4.95	-	-
	C	0.76	1.63	0.52	-0.52	-1.63	-0.76	-	-
	D	1.26	2.00	0.69	-0.69	-2.00	-1.26	-	-
	E	6.17	2.51	0.76	-0.76	-2.51	-6.17	-	-
	I	8.51	-3.05	1.79	0.92	0.38	-0.02	-0.34	-2.10
	II	4.63	5.08	3.21	1.87	0.78	-0.19	-1.42	-3.16
	III	0.82	1.74	1.80	1.43	0.49	-0.63	-1.40	-1.02
	⑥ A	5.51	1.42	0.53	-0.53	-1.42	-5.51	-	-
	B	3.69	2.78	0.80	-0.80	-2.78	-3.69	-	-
	C	0.49	1.13	0.40	-0.40	-1.13	-0.49	-	-
	I	6.23	2.04	1.05	0.31	-0.31	-1.05	-2.04	-6.23
	II	3.58	3.48	1.84	0.58	-0.58	-1.84	-3.48	-3.58
	III	0.56	1.15	0.96	0.38	-0.38	-0.96	-1.15	-0.56

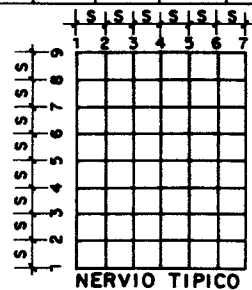
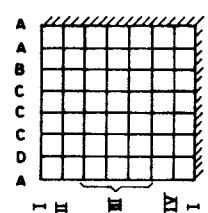
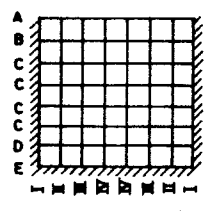
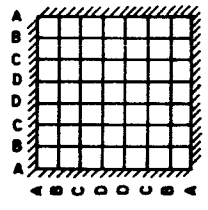
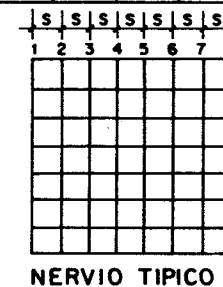


TABLA N° 7.19

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 7
COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

C A S O	NERV.	$v = V/P$						
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
	④ A	4.09	2.06	-0.02	-1.34	-3.03	-6.08	-6.58
	B	1.07	1.52	0.42	-0.83	-2.06	-2.56	-0.52
	C	0.28	0.73	0.31	-0.51	-1.00	-0.77	-0.091
	D	2.29	1.79	0.28	-1.09	-2.55	-4.00	-2.97
	I	-4.10	-2.06	0.02	1.35	3.04	6.08	7.70
	II	-2.29	-1.78	-0.27	1.09	2.55	4.00	2.96
	III	-0.30	-0.80	-0.29	-0.49	1.06	0.97	-0.11
	IV	-1.07	-1.52	-0.42	0.84	2.07	2.57	0.52
	⑤ A	7.50	1.71	1.60	2.33	-1.60	-1.71	-7.50
	B	5.18	4.57	1.83	0.0	-1.83	-4.57	-5.18
	C	0.33	1.79	1.20	0.0	-1.20	-1.79	-0.33
	D	2.28	2.89	1.48	0.0	-1.48	-2.89	-2.28
	E	6.16	2.33	0.94	0.0	-0.94	-2.33	-6.16
	I	7.53	1.84	1.01	0.55	0.22	-0.08	-2.86
	II	5.28	4.90	2.43	1.08	0.02	-1.66	-3.28
	III	0.48	2.22	1.81	0.75	-0.37	-1.34	-0.93
	IV	0.23	1.06	1.26	0.63	-0.36	-0.91	-0.44
	⑥ A	6.00	1.35	0.56	0.0	-0.56	-1.35	-6.00
	B	4.15	3.65	1.43	0.0	-1.43	-3.65	-4.15
	C	0.29	1.50	1.00	0.0	-1.00	-1.50	-0.29
	D	0.067	0.50	0.50	0.0	-0.50	-0.50	-0.067



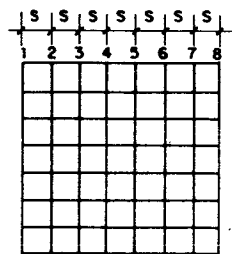


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 7

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

TABLA N° 7.19

C A S O	NERV.	v = V/P						
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
	A	6.03	1.37	0.35	0.0	-0.35	-1.37	-6.03
	B	4.16	3.66	1.61	0.0	-1.61	-3.66	-4.16
	C	0.52	1.55	1.06	0.0	-1.06	-1.55	-0.52
	D	-0.15	0.46	0.51	0.0	-0.51	-0.46	+0.15
	E							
	F							
	G							
	H							
	I							
	J							
	K							
	L							
	M	4.77	5.32	5.48	0.0	-5.48	-5.32	-4.77
	N	5.50	3.14	0.91	0.0	-0.91	-3.14	-5.50
	O	0.63	+1.56	+1.17	0.0	-1.17	-1.56	-0.63
	P	0.36	1.19	0.98	0.0	-0.98	-1.19	-0.36
	Q	3.20	2.88	1.29	0.0	-1.29	-2.88	-3.20
	R	10.31	4.31	2.24	1.11	0.25	-0.89	-4.60
	S	3.94	5.31	3.41	1.47	-0.37	-2.37	-3.07
	T	-0.27	0.94	1.09	0.47	-0.32	-0.81	-0.22
	U	3.84	0.30	0.11	0.0	-0.11	-0.30	-3.84
	V	4.48	2.66	0.82	0.0	-0.82	-2.66	-4.48
	W	0.81	1.82	1.35	0.0	-1.35	-1.82	-0.81
	X	8.21	3.22	1.31	0.0	-1.31	-3.22	-8.21
	Y	3.05	3.87	2.01	0.0	-2.01	-3.87	-3.05
	Z	-0.39	-0.58	-0.33	0.0	+0.33	+0.58	+0.39
	AA							
	AB							



NERVIO TÍPICO

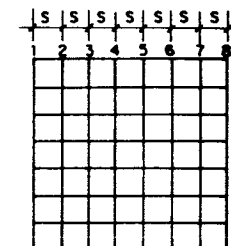


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 7

COEFICIENTES DE MOMENTOS

TABLA N° 7.20

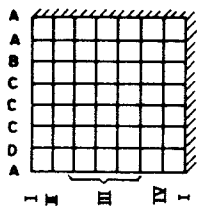
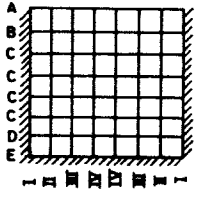
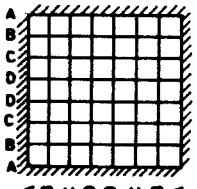
C A S O	NERV.	μ = M/P.s							
		1	2	3	4	5	6	7	8
	A	0.0	6.04	7.40	7.75	7.75	7.40	6.04	0.0
	B	0.0	4.16	7.82	9.44	9.44	7.82	4.16	0.0
	C	0.0	0.52	2.08	3.13	3.13	2.08	0.52	0.0
	D	0.0	-0.15	0.31	0.81	0.81	0.31	-0.15	0.0
	E								
	F								
	G								
	H								
	I								
	J								
	K								
	L								
	M	0.0	4.77	5.20	5.34	5.34	5.20	4.77	0.0
	N	0.0	5.51	8.64	9.56	9.56	8.64	5.51	0.0
	O	0.0	0.63	2.20	3.37	3.37	2.20	0.63	0.0
	P	0.0	0.36	1.55	2.54	2.54	1.55	0.36	0.0
	Q	0.0	3.20	6.09	7.38	7.38	6.09	3.20	0.0
	R	-1275	-2.43	1.87	4.12	5.23	5.48	4.59	0.0
	S	-8.31	-4.36	0.94	4.35	5.81	5.44	3.07	0.0
	T	-0.87	-1.15	-0.21	0.88	1.36	1.04	0.23	0.0
	U	0.0	3.84	4.14	4.91	4.91	4.14	3.84	0.0
	V	0.0	4.48	7.14	7.96	7.96	7.14	4.48	0.0
	W	0.0	0.81	2.62	3.97	3.97	2.62	0.81	0.0
	X	-9.24	-1.04	2.17	3.48	3.48	2.17	-1.04	-9.24
	Y	-5.41	-2.36	1.51	3.53	3.53	1.51	-2.36	-5.41
	Z	-0.20	-0.50	0.0	0.56	0.56	0.0	-0.50	-0.20
	AA								
	AB								



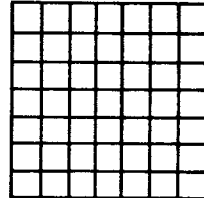
NERVIO TÍPICO



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 7 TABLA N° 7.20
COEFICIENTES DE MOMENTOS

C A S O	NERV.	μ M/P.s							
		1	2	3	4	5	6	7	8
	④ A	0.0	4.09	6.15	6.12	4.78	1.75	-4.33	-10.91
	B	0.0	1.07	2.58	3.01	2.18	0.11	-2.45	-2.98
	C	0.0	0.28	1.02	1.32	0.82	-0.18	-0.96	-1.05
	D	0.0	2.29	4.08	4.36	3.27	0.72	-3.28	-6.25
	I	0.0	3.37	3.95	3.73	2.97	1.42	-1.69	-9.39
	II	0.0	2.29	4.08	4.36	3.26	0.71	-3.28	-6.25
	III	0.0	0.29	1.10	1.39	0.91	-0.16	-1.13	-1.03
	IV	0.0	1.07	2.59	3.01	2.18	0.11	-2.46	-2.98
	⑤ A	-7.61	-0.12	1.60	2.33	2.33	1.60	-0.12	-7.61
	B	-7.57	-2.39	2.18	4.00	4.00	2.18	-2.39	-7.57
	C	-1.65	-1.32	0.47	1.67	1.67	0.47	-1.32	-1.65
	D	-4.03	-1.75	1.14	2.62	2.62	1.14	-1.75	-4.03
	E	-6.09	-0.74	1.63	2.57	2.57	1.63	-0.74	-6.09
	I	-8.21	-0.63	1.16	2.17	2.72	2.94	2.86	0.0
	II	-8.77	-3.49	1.41	3.85	4.93	4.95	3.28	0.0
	III	-2.62	-2.13	0.09	1.91	2.65	2.28	0.94	0.0
	IV	-1.46	-1.22	-0.17	1.09	1.72	1.36	0.44	0.0
	⑥ A	-6.08	-0.08	1.27	1.84	1.84	+1.27	-0.08	-6.08
	B	-6.05	-1.90	1.74	3.18	3.18	1.74	-1.90	-6.05
	C	-1.39	-1.10	0.40	1.41	1.41	0.40	-1.10	-1.39
	D	-0.49	-0.42	0.08	0.58	0.58	0.08	-0.42	-0.49

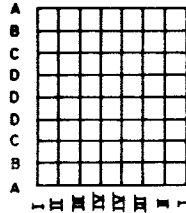
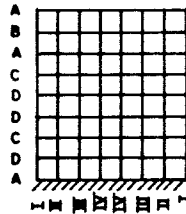
1 2 3 4 5 6 7 8

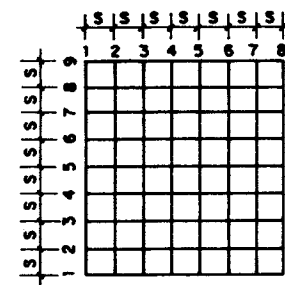


NERVIO TIPICO



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 8 TABLA N° 7.21
COEFICIENTES DE MOMENTOS

C A S O	NERV.	μ = M/P.s								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
	① A	0.0	7.12	8.92	9.47	9.47	8.92	7.12	0.0	-
	B	0.0	4.98	9.48	11.54	11.54	9.48	4.98	0.0	-
	C	0.0	0.63	2.46	3.69	3.69	2.46	0.63	0.0	-
	D	0.0	-0.26	-0.02	0.29	0.29	-0.02	-0.26	0.0	-
	I	0.0	6.83	8.23	8.51	8.55	8.51	8.23	6.83	0.0
	II	0.0	4.73	9.07	11.16	11.75	11.16	9.07	4.78	0.0
	III	0.0	0.73	2.88	4.60	5.21	4.60	2.88	0.73	0.0
	IV	0.0	0.04	1.12	2.41	2.98	2.41	1.12	0.04	0.0
	② A	0.0	5.53	5.99	6.17	6.17	5.99	5.53	0.0	-
	B	0.0	6.39	10.11	11.27	11.27	10.11	6.39	0.0	-
	C	0.0	0.65	2.23	3.37	3.37	2.23	0.65	0.0	
	D	0.0	0.22	0.97	1.57	1.57	0.97	0.22	0.0	
	I	-15.43	-3.62	1.29	3.90	5.35	6.09	6.19	5.18	0.0
	II	-10.86	-6.30	-0.05	4.17	6.48	7.25	6.39	3.52	0.0
	III	-1.82	-2.04	-0.69	0.97	2.05	2.26	1.56	0.38	0.0
	IV	0.02	-0.23	-0.45	-0.13	0.34	0.40	0.07	-0.21	0.0

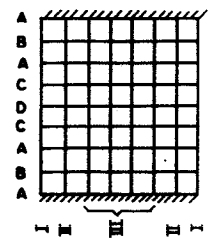
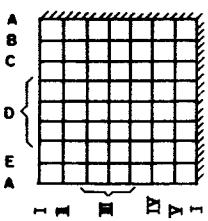


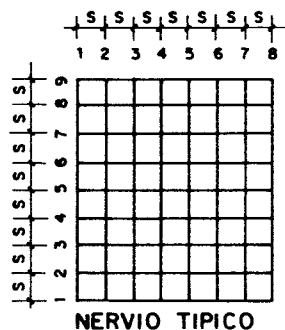
NERVIO TIPICO



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7x8

COEFICIENTES DE MOMENTOS

C A S O	NERV.	$\mu = M/P.s$								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
	③ A	0.0	4.40	5.22	5.21	5.21	5.22	4.40	0.0	-
	B	0.0	5.11	8.11	9.03	9.03	8.11	5.11	0.0	-
	C	0.0	0.74	2.38	3.56	3.56	2.38	0.74	0.0	-
	D	0.0	0.56	1.87	2.87	2.87	1.87	0.56	0.0	-
	I	-1135	-1.93	-1.87	3.64	4.18	3.65	1.88	-1.93	-1137
	II	-7.18	-3.63	1.03	3.82	4.70	3.82	1.03	-3.63	-7.18
	III	-0.64	-0.92	-0.12	0.77	1.12	0.77	-0.12	-0.92	-0.64
	④ A	0.0	4.15	4.70	4.47	3.53	1.64	-2.08	-1188	-
	B	0.0	4.77	7.24	7.24	5.62	1.99	-5.11	-1270	-
	C	0.0	1.27	3.06	3.58	2.58	+0.12	-2.89	-3.52	-
	D	0.0	0.32	1.10	1.43	0.92	-0.17	-1.05	-1.16	-
	E	0.0	2.67	4.80	5.15	3.84	0.82	-3.86	-7.29	-
	I	0.0	4.09	4.43	4.27	3.75	2.31	1.08	-2.49	-1238
	II	0.0	2.68	4.91	5.59	5.00	3.21	-0.05	-4.83	-8.31
	III	0.0	0.48	1.71	2.43	2.20	1.05	-0.70	-2.08	-2.13
	IV	0.0	1.29	3.22	4.03	3.64	2.16	-0.53	-3.67	-4.33
	V	0.0	4.68	7.13	7.38	6.52	4.61	0.93	-6.14	-1372

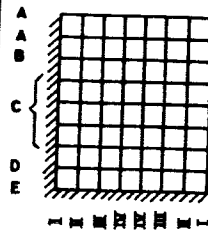
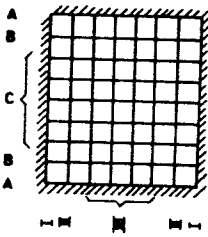


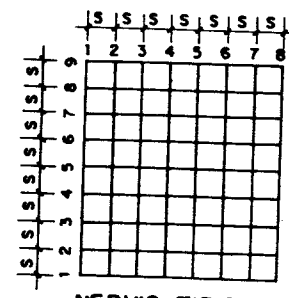
NERVIO TIPICO



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7x8

COEFICIENTES DE MOMENTOS

C. A S O	NERV.	$\mu = M/P.s$								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
	⑤ A	-8.76	-2.79	2.51	4.66	4.66	2.51	-2.79	-8.76	-
	B	-2.00	-1.58	0.56	2.03	2.03	0.56	-1.58	-2.00	-
	C	0.43	-0.39	0.05	0.54	0.54	0.05	-0.39	0.43	-
	D	-4.72	-2.07	1.33	3.10	3.10	1.33	-2.07	-4.72	-
	E	-7.96	-0.88	1.87	2.99	2.99	1.87	-0.88	-7.96	-
	I	-9.96	-1.30	0.86	2.12	2.88	3.27	3.42	3.29	0.0
	II	-1120	-5.07	0.72	3.78	5.40	6.10	5.85	3.80	0.0
	III	-3.91	-3.29	-0.52	1.93	3.33	3.69	2.91	1.15	0.0
	IV	-2.63	-2.27	-0.76	1.21	2.67	2.92	2.00	0.61	0.0
	⑥ A	-7.00	-0.11	1.47	2.14	2.14	1.47	-0.11	-7.00	-
	B	-7.00	-2.23	2.01	3.71	3.71	2.01	-2.23	-7.00	-
	C	-1.60	-1.27	0.45	1.61	1.61	0.45	-1.27	-1.60	-
	I	-7.71	-2.91	1.43	3.38	3.92	3.38	1.43	-2.91	-7.71
	II	-2.19	-1.78	0.15	1.65	2.14	1.65	0.15	-1.78	-2.19
	III	-1.16	-0.98	-0.10	0.94	1.41	0.94	-0.10	-0.98	-1.16



NERVIO TIPICO

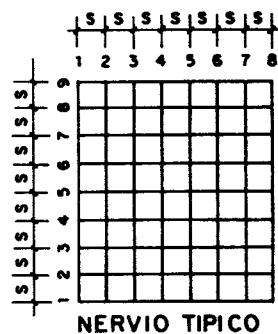


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 8

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

TABLA N° 7.22

C A S O	NERV.	v = V/P							
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
	① A	7.12	1.79	0.55	0.0	-0.55	-1.79	-7.12	-
	B	4.98	4.49	2.06	0.0	-2.06	-4.49	-4.98	-
	C	0.63	1.82	1.23	0.0	-1.23	-1.82	-0.63	-
	D	-0.26	0.23	0.31	0.0	-0.31	-0.23	+0.26	-
	I	6.33	1.40	0.28	0.04	-0.04	-0.23	-1.40	-6.83
	II	4.78	4.28	2.09	0.59	-0.59	-2.07	-4.28	-4.78
	III	0.74	2.14	1.71	0.61	-0.61	-1.71	-2.14	-0.74
	IV	0.04	1.97	1.29	0.58	-0.58	-1.29	-1.07	-0.04
	② A	5.53	0.46	0.18	0.0	-0.13	-0.46	-5.53	-
	B	6.39	3.72	1.15	0.0	-1.15	-3.72	-6.39	-
	C	0.66	1.57	1.14	0.0	-1.14	-1.57	-0.66	-
	D	0.22	0.75	0.61	0.0	-0.61	-0.75	-0.22	-
	I	11.81	4.92	2.61	1.45	0.73	0.10	-1.00	-5.18
	II	4.57	6.23	4.23	2.31	0.77	-0.86	-2.86	-3.52
	III	-0.22	1.35	1.66	1.08	0.21	-0.69	-1.18	-0.38
	IV	-0.31	-0.16	0.32	0.47	0.06	-0.33	-0.27	0.20

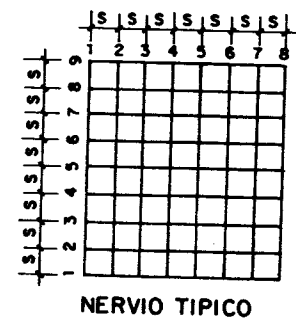


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 8

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

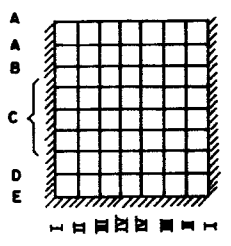
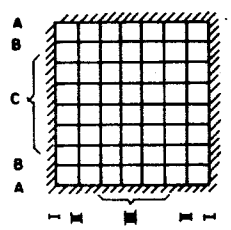
TABLA N° 7.22

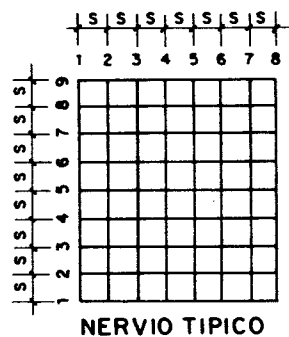
C A S O	NERV.	v = V/P							
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
	③ A	4.4	0.35	0.13	0.0	-0.13	-0.35	-4.4	-
	B	5.11	3.00	0.91	0.0	-0.91	-3.00	-5.11	-
	C	0.74	1.64	1.18	0.0	-1.18	-1.64	-0.74	-
	D	0.56	1.31	1.00	0.0	-1.00	-1.31	-0.56	-
	I	9.41	3.30	1.77	0.53	-0.53	-1.77	-3.80	-9.41
	II	3.55	4.65	2.79	0.88	-0.88	-2.79	-4.66	-3.55
	III	-0.28	+0.79	0.90	0.35	-0.35	-0.90	-0.79	+0.28
	④ A	4.15	0.76	-0.29	-0.94	-1.90	-3.70	-10.8	-
	B	4.77	2.46	0.0	-1.62	-3.63	-7.10	-7.60	-
	C	1.27	1.80	0.51	-1.00	-2.46	-3.02	-0.63	-
	D	0.32	0.78	0.33	-0.51	-1.03	-0.88	-0.11	-
	E	2.67	2.11	0.35	-1.30	-3.02	-4.67	-3.43	-
	I	-4.09	-0.62	0.18	0.51	0.94	1.76	3.53	10.78
	II	-2.67	-2.23	-0.68	0.60	1.79	3.26	4.78	3.47
	III	-0.48	-1.23	-0.79	0.22	1.25	1.71	1.43	0.21
	IV	-1.29	-1.93	-0.81	0.39	1.43	2.69	3.14	0.66
	V	-4.68	-2.44	-0.26	0.85	1.91	3.68	7.07	7.59



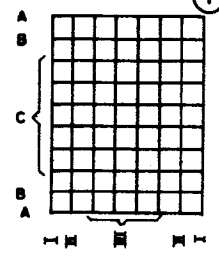
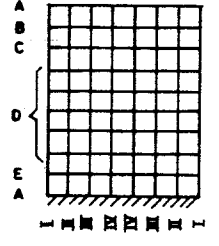


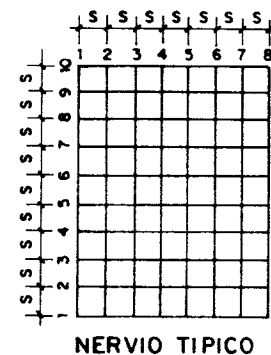
LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 8 TABLA N° 7.22
COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

C A S O	NERV.	$v = V/P$							
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
	A	5.97	5.30	2.15	0.0	-2.15	-5.30	-5.79	-
	B	0.42	2.14	1.47	0.0	-1.47	-2.14	-0.42	-
	C	0.0	0.44	0.48	0.0	-0.43	-0.44	0.0	-
	D	2.65	3.40	1.77	0.0	-1.77	-3.40	-2.65	-
	E	7.07	2.76	1.11	0.0	-1.11	-2.76	-7.07	-
	I	8.65	2.17	1.26	0.76	0.40	0.14	-0.14	-3.29
	II	6.11	5.79	3.06	1.61	0.71	-0.25	-2.05	-3.80
	III	0.63	2.77	2.45	1.40	0.36	-0.78	-1.76	-1.15
	IV	0.36	1.51	1.98	1.46	0.25	-0.92	-1.39	-0.61
	A	6.88	1.58	0.67	0.0	-0.67	-1.58	-6.88	-
	B	4.77	4.23	1.70	0.0	-1.70	-4.23	-4.77	-
	C	0.33	1.72	1.16	0.0	-1.16	-1.72	-0.33	-
	I	4.80	4.34	1.95	0.54	-0.54	-1.95	-4.34	-4.80
	II	0.41	1.94	1.50	0.49	-0.49	-1.50	-1.94	-0.41
	III	0.17	0.88	1.04	0.47	-0.47	-1.04	-0.88	-0.17



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 9 TABLA N° 7.23
COEFICIENTES DE MOMENTOS

C A S O	NERV.	$\mu = M/P.s$									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	A	0.0	8.07	10.20	10.90	10.90	10.20	8.07	0.0	-	-
	B	0.0	5.73	10.98	13.45	13.45	10.98	5.73	0.0	-	-
	C	0.0	0.78	2.96	4.44	4.44	2.96	0.78	0.0	-	-
	I	0.0	7.68	9.13	9.30	9.23	9.23	9.30	9.13	7.68	0.0
	II	0.0	5.44	10.38	12.90	13.87	13.87	12.90	10.38	5.44	0.0
	III	0.0	0.93	3.65	6.05	7.34	7.34	6.05	3.65	0.93	0.0
	A	0.0	6.29	7.44	7.87	7.87	7.44	6.29	0.0	-	-
	B	0.0	7.31	11.66	13.07	13.07	11.66	7.31	0.0	-	-
	C	0.0	2.10	5.36	7.12	7.12	5.36	2.10	0.0	-	-
	D	0.0	0.75	2.51	3.79	3.79	2.51	0.75	0.0	-	-
	E	0.0	4.30	8.09	9.87	9.87	8.09	4.30	0.0	-	-
	I	-18.20	-4.81	0.68	3.58	5.23	6.21	6.76	6.83	5.78	0.0
	II	-13.60	-3.43	-1.26	3.73	6.71	8.26	8.57	7.33	3.99	0.0
	III	-3.06	-3.23	-1.44	.82	2.56	3.42	3.27	2.14	.54	0.0
	IV	-.97	-1.20	-1.04	-.125	1.07	1.71	1.45	.62	-.06	0.0

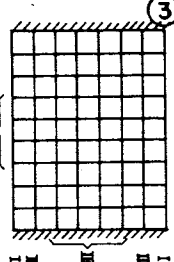
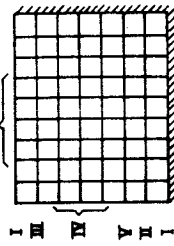


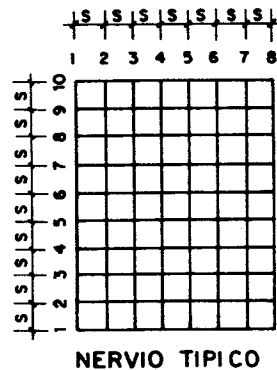


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 9

COEFICIENTES DE MOMENTOS

TABLA N° 7.23

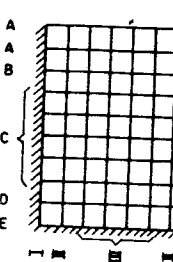
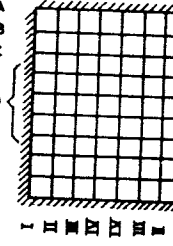
C A S O	NERV.	$\mu = M/P.s$									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	A	0.0	5.01	5.45	5.63	5.63	5.45	5.01	0.0	-	-
	B	0.0	5.82	9.27	10.36	10.36	9.27	5.82	0.0	-	-
	C	0.0	1.69	4.33	5.76	5.76	4.33	1.69	0.0	-	-
	D	0.0	0.71	2.32	3.48	3.48	2.32	0.71	0.0	-	-
	I	-13.44	-2.34	1.46	3.59	4.50	4.50	3.59	1.46	-2.84	-13.44
	II	-9.11	-5.06	.36	3.82	5.38	5.38	3.82	.36	-5.06	-9.11
	III	-1.28	-1.50	-.42	0.89	1.66	1.66	.89	-.42	-1.50	-1.28
	A	0.0	4.71	5.38	5.15	4.05	1.85	-2.41	-13.45	-	-
	B	0.0	5.45	8.28	8.31	6.43	2.24	-5.85	-14.46	-	-
	C	0.0	1.50	3.60	4.20	3.02	0.13	3.36	-4.11	-	-
	D	0.0	0.41	1.37	1.78	1.15	-0.18	-1.28	-1.44	-	-
	E	0.0	3.09	5.56	5.98	4.45	0.92	4.45	-8.37	-	-
	I	0.0	4.61	4.80	4.67	4.29	3.61	2.45	.64	-2.42	-14.60
	II	0.0	5.30	8.15	8.64	8.10	6.70	4.27	-0.07	-8.18	-16.77
	III	0.0	3.08	5.79	6.86	6.64	5.36	2.91	-1.08	-6.67	-10.65
	IV	0.0	.64	2.31	3.55	3.82	2.82	.89	-1.54	-3.32	-3.49
	V	0.0	1.51	3.85	5.00	5.00	3.98	1.91	-1.40	-5.11	-5.92



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 9

COEFICIENTES DE MOMENTOS

TABLA N° 7.23

C A S O	NERV.	$\mu = M/P.s$									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	A	-9.90	-3.15	2.83	5.27	5.27	2.83	-3.15	-9.90	-	-
	B	-2.33	-1.83	0.64	2.36	2.36	0.64	-1.83	-2.33	-	-
	C	-0.58	-0.54	0.08	0.74	0.74	0.08	-0.54	-0.58	-	-
	D	-5.39	-2.37	1.51	3.56	3.56	1.51	-2.37	-5.39	-	-
	E	-8.96	-1.00	2.11	3.36	3.36	2.11	-1.00	-8.96	-	-
	I	-11.86	-2.07	0.47	2.00	3.00	3.58	3.88	3.95	3.73	0.0
	II	-13.91	-6.94	-0.21	3.53	5.71	6.93	7.37	6.83	4.35	0.0
	III	-5.44	-4.67	-1.36	1.71	3.73	4.74	4.72	3.53	1.35	0.0
	A	-7.89	-0.14	1.65	2.43	2.43	1.65	-0.14	-7.89	-	-
	B	-7.93	-2.53	2.27	4.22	4.22	2.27	-2.53	-7.93	-	-
	C	-1.85	-1.46	0.51	1.87	1.87	0.51	-1.46	-1.85	-	-
	D	-0.46	0.42	0.07	0.58	0.58	0.07	0.42	-0.46	-	-
	I	-8.70	-0.93	0.95	1.94	2.39	2.39	1.94	0.95	-0.93	-8.70
	II	-9.55	-4.09	0.97	3.44	4.44	4.44	3.44	0.97	-4.09	-9.55
	III	-3.14	-2.62	-0.25	1.73	2.71	2.71	1.73	-0.25	-2.62	-3.14
	IV	-2.00	-1.73	-0.50	1.07	2.16	2.16	1.07	-0.50	-1.73	-2.00

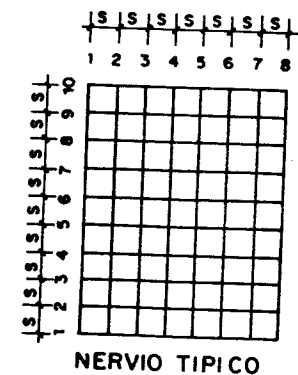




TABLA N° 7.24

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 9

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

C A S O	NERV.	v = V/P								
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
	A	8.06	2.12	0.70	0.0	-0.70	-2.12	-8.06	-	-
	B	5.73	5.26	2.46	0.0	-2.46	-5.26	-5.73	-	-
	C	0.78	2.17	1.48	0.0	-1.48	-2.17	-0.78	-	-
	I	7.75	1.45	0.16	-0.09	+0.02	+0.09	-0.16	-1.45	-7.75
	II	5.50	4.95	2.53	0.96	0.03	-0.96	-2.53	-4.95	-5.50
	III	0.19	1.65	2.13	1.47	0.0	-1.47	-2.13	-1.65	-0.19
	A	6.29	1.47	0.43	0.0	-0.43	-1.47	-6.29	-	-
	B	7.31	4.35	1.40	0.0	-1.40	-4.35	-7.31	-	-
	C	2.10	3.26	1.76	0.0	-1.76	-3.26	-2.10	-	-
	D	.75	1.76	1.29	0.0	-1.29	-1.76	-.75	-	-
	E	4.23	3.86	1.73	0.0	-1.73	-3.86	-4.23	-	-
	I	13.31	5.50	2.90	1.65	0.97	0.55	0.08	-1.05	-5.73
	II	5.20	7.17	5.00	2.97	1.54	0.31	-1.24	-3.34	-3.99
	III	-0.16	1.78	2.27	1.73	0.35	-0.15	-1.13	-1.60	-0.54
	IV	-.23	-.16	.92	1.19	.64	-.26	-.82	-.69	.06

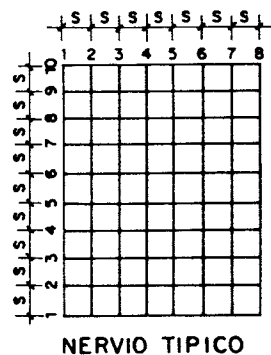
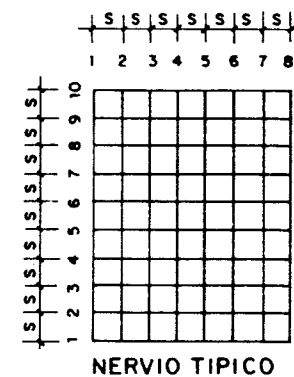


TABLA N° 7.24

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 9

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

C A S O	NERV.	v = V/P								
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
	A	4.99	.43	.17	0.0	-.17	-.43	-4.99	-	-
	B	5.79	3.42	1.07	0.0	-1.07	-3.42	-5.79	-	-
	C	1.69	2.65	1.43	0.0	-1.43	-2.65	-1.69	-	-
	D	0.71	1.61	1.15	0.0	-1.15	-1.61	-0.71	-	-
	I	10.61	4.31	2.12	0.91	0.0	-0.91	-2.12	-4.31	-10.61
	II	4.06	5.42	3.46	1.56	0.0	-1.56	-3.46	-5.42	-4.06
	III	-0.24	1.10	1.32	.76	0.0	-.76	-1.32	-1.10	+0.24
	A	4.71	.90	-.32	-1.10	-2.22	-4.24	-12.20	-	-
	B	5.45	2.83	.02	-1.90	-4.19	-8.10	-8.60	-	-
	C	1.50	2.10	.61	-1.18	-2.89	-3.50	-.75	-	-
	D	.41	1.37	1.78	1.15	-.18	-1.28	-1.44	-	-
	E	3.09	2.46	0.42	-1.53	-3.53	-5.37	-3.92	-	-
	I	-4.61	-.68	.15	.43	.69	1.15	2.00	4.00	12.17
	II	-5.80	-2.84	-.49	-.58	1.37	2.42	4.35	8.10	8.59
	III	3.08	2.70	1.07	0.21	1.28	2.45	4.00	5.60	3.98
	IV	.63	-1.66	-1.32	-.33	1.00	2.04	2.35	1.86	0.15
	V	-1.51	-2.34	-1.19	0.0	1.02	2.06	3.32	3.71	.81

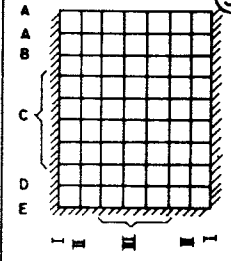
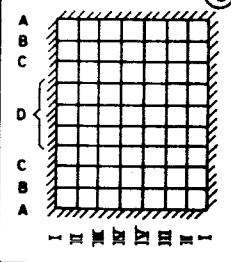


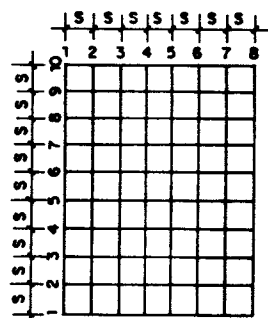


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 9

TABLA N° 7.24

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

C A S O	NERV.	$v = V/P$								
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
	5 A	6.74	5.98	2.44	0.0	-2.44	-5.98	-6.74	-	-
	B	0.51	2.48	1.71	0.0	-1.71	-2.48	-0.51	-	-
	C	0.05	0.62	0.66	0.0	-0.66	-0.62	-0.05	-	-
	D	3.01	3.89	2.05	0.0	-2.05	-3.89	-3.01	-	-
	E	7.96	3.11	1.26	0.0	-1.26	-3.11	-7.96	-	-
	I	9.78	2.54	1.54	.99	.58	.29	.06	-2.22	-3.73
	II	6.97	6.73	3.75	2.17	1.22	.44	-.54	-2.48	-4.35
	III	.76	3.31	3.07	2.03	1.01	-0.02	-1.20	-2.17	-1.35
	6 A	7.76	1.30	0.77	0.0	-0.77	-1.80	-7.76	-	-
	B	5.40	4.80	1.95	0.0	-1.95	-4.80	-5.40	-	-
	C	0.39	1.98	1.36	0.0	-1.36	-1.98	-0.39	-	-
	D	0.03	0.50	0.50	0.0	-0.50	-0.50	-0.03	-	-
	I	7.76	1.88	0.98	0.45	0.0	-0.45	-0.98	-1.88	-7.76
	II	5.46	5.06	2.47	1.00	0.0	-1.00	-2.47	-5.06	-5.46
	III	0.52	2.37	1.99	0.97	0.0	-0.97	-1.99	-2.37	-0.52
	IV	0.27	1.22	1.58	1.09	0.0	-1.09	-1.58	-1.22	-0.27

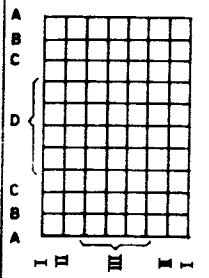
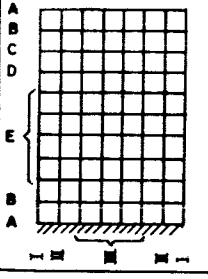


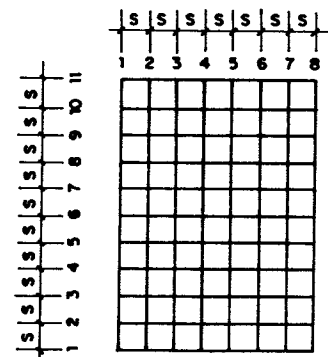
NERVIO TIPICO

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 10

TABLA N° 7.25

COEFICIENTES DE MOMENTOS

C A S O	NERV.	$\mu = M/P.s$										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	1 A	0.0	8.75	10.95	11.78	11.79	10.95	8.75	0.0	-	-	-
	B	0.0	6.38	12.33	14.91	14.91	12.33	6.38	0.0	-	-	-
	C	0.0	0.73	3.35	5.20	5.20	3.35	0.73	0.0	-	-	-
	D	0.0	-0.70	-1.76	-2.56	-2.56	-1.76	-0.70	0.0	-	-	-
	I	0.0	8.25	9.63	9.77	9.57	9.46	9.57	9.77	9.63	8.25	0.0
	II	0.0	6.06	11.55	14.17	15.31	15.62	15.31	14.17	11.55	6.06	0.0
	III	0.0	0.85	4.10	7.11	8.94	9.54	8.94	7.11	4.10	0.85	0.0
	2 A	0.0	6.12	7.57	8.08	8.08	7.57	6.12	0.0	-	-	-
	B	0.0	8.11	11.74	13.01	13.01	11.74	8.11	0.0	-	-	-
	C	0.0	3.11	6.93	8.16	8.16	6.93	3.11	0.0	-	-	-
	D	0.0	1.64	3.96	5.44	5.44	3.96	1.64	0.0	-	-	-
	E	0.0	0.51	2.38	3.69	3.69	2.38	0.51	0.0	-	-	-
	I	-2910	-1210	-3.63	1.14	3.77	5.29	6.23	6.78	6.84	5.89	0.0
	II	-1698	-1283	-5.30	0.51	4.65	7.26	8.64	8.90	7.71	4.17	0.0
	III	-2.76	-3.40	-2.68	-0.30	1.78	3.30	3.95	3.62	2.24	0.40	0.0

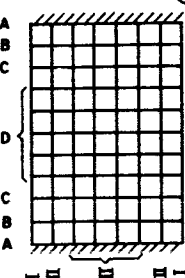
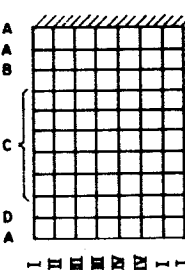


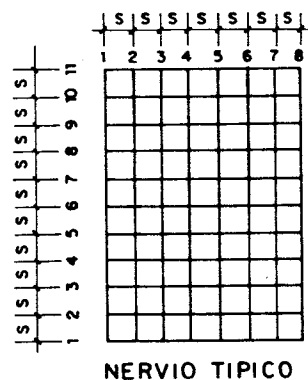
NERVIO TIPICO



TABLA N° 7.25

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 10 COEFICIENTES DE MOMENTOS

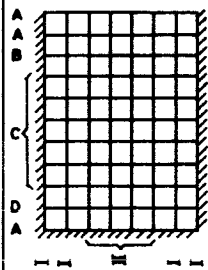
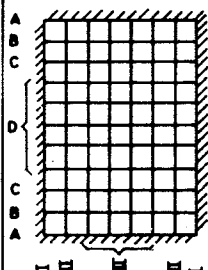
CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	A	0.0	4.02	4.73	5.31	5.31	4.73	4.02	0.0	-	-	-
	B	0.0	6.31	9.10	10.10	10.10	9.10	6.31	0.0	-	-	-
	C	0.0	2.42	5.27	6.28	6.28	5.27	2.42	0.0	-	-	-
	D	0.0	1.30	3.19	4.38	4.38	3.19	1.30	0.0	-	-	-
	I	-2080	-7.66	-1.31	2.12	3.75	4.23	3.75	2.12	-1.31	-7.66	-2080
	II	-1010	-7.21	-1.87	2.02	4.36	5.11	4.36	2.02	-1.87	-7.21	-1010
	III	-0.91	-1.28	-0.86	0.41	1.35	1.70	1.35	0.41	-0.86	-1.28	-0.91
	A	0.0	4.28	4.94	4.47	2.84	-0.50	-6.50	-1890	-	-	-
	B	0.0	1.95	4.31	4.23	2.79	0.28	-3.30	-4.63	-	-	-
	C	0.0	0.98	2.22	2.62	1.83	0.16	-1.83	-2.84	-	-	-
	D	0.0	2.93	5.15	5.03	2.95	-0.80	-5.94	-8.63	-	-	-
	I	0.0	5.82	8.22	8.86	8.57	7.41	5.15	1.40	-4.33	-1330	-2310
	II	0.0	3.13	5.96	7.17	7.18	6.12	3.91	0.45	-4.24	-1030	-1385
	III	0.0	0.62	2.61	4.16	4.64	3.96	2.27	-0.14	-2.72	-3.87	-3.43
	IV	0.0	2.23	4.82	5.73	5.69	4.84	3.16	0.64	-2.54	-5.63	-6.22

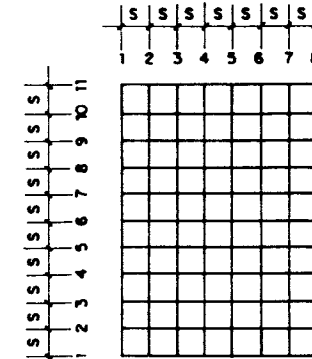


NERVIO TIPICO



LOSAS RETICULARES- RETICULO DE 7 x 10 TABLA N° 7.25 COEFICIENTES DE MOMENTOS

CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	A	-1258	-4.05	1.45	3.68	3.68	1.45	-4.05	-1258	-	-	-
	B	-2.94	-1.72	0.99	2.02	2.02	0.99	-1.72	-2.94	-	-	-
	C	-1.66	-0.94	0.43	1.34	1.34	0.43	-0.94	-1.66	-	-	-
	D	-4.80	-2.82	0.56	2.38	2.38	0.56	-2.82	-4.80	-	-	-
	I	-1948	-6.88	-2.24	0.68	2.39	3.38	3.88	3.96	3.64	3.06	0.0
	II	-5.61	-5.16	-2.62	0.43	2.97	4.69	5.48	5.35	4.21	1.82	0.0
	A	-9.71	-1.79	0.39	1.64	1.64	0.39	-1.79	-9.71	-	-	-
	B	-8.91	-3.32	1.11	2.99	2.99	1.11	-3.32	-8.91	-	-	-
	C	-2.07	-1.26	0.66	1.63	1.63	0.66	-1.26	-2.07	-	-	-
	D	-1.12	-0.64	0.30	0.91	0.91	0.30	-0.64	-1.12	-	-	-
	I	-1323	-3.94	-0.73	1.16	2.08	2.36	2.08	1.16	-0.73	-3.94	-1323
	II	-1186	-6.61	-1.20	2.07	3.89	4.47	3.89	2.07	-1.20	-6.61	-1186
	III	-3.19	-2.76	-0.77	1.18	2.48	2.93	2.48	1.18	-0.77	-2.76	-3.19



NERVIO TIPICO

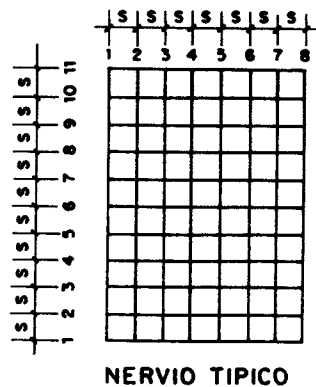


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 10

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

TABLA N° 7.26

CASO	NERV.	$v = V/P$									
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11
	1	A	3.75	2.19	0.84	0.00	-0.84	-2.19	-8.75	-	-
		B	6.38	5.95	2.57	0.00	-2.57	-5.95	-6.38	-	-
		C	0.74	2.61	1.85	0.00	-1.85	-2.61	-0.74	-	-
		D	-0.71	-1.01	-0.80	0.00	0.80	1.01	0.71	-	-
		I	8.25	1.37	0.15	-0.19	-0.11	0.11	0.19	-0.15	-1.37
		II	6.06	5.49	2.62	1.14	0.31	-0.31	-1.14	-2.62	-5.49
		III	0.86	3.24	3.01	1.82	0.61	-0.61	-1.82	-3.01	-3.24
		IV									
	2	A	6.12	1.45	0.51	0.00	-0.51	-1.45	-6.12	-	-
		B	8.11	4.08	1.72	0.00	-1.72	-4.08	-8.11	-	-
		C	3.11	3.82	1.23	0.00	-1.23	-3.82	-3.11	-	-
		D	1.64	2.32	1.48	0.00	-1.48	-2.32	-1.64	-	-
		E	0.61	1.15	0.81	0.00	-0.81	-1.15	-0.61	-	-
		I	17.00	8.38	4.77	2.63	1.52	0.93	0.54	0.06	-0.95
		II	4.04	7.53	5.82	4.14	2.60	1.37	0.25	-1.18	-3.53
		III	-0.64	0.72	2.31	2.16	1.51	0.65	-0.33	-1.38	-1.80

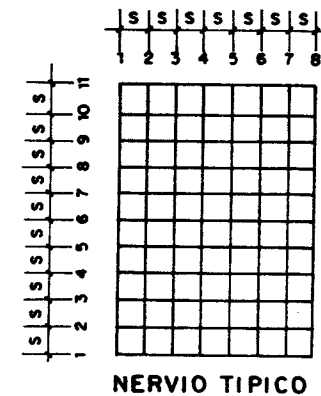


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 10

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

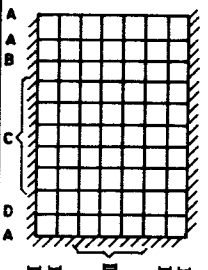
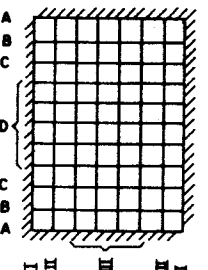
TABLA N° 7.26

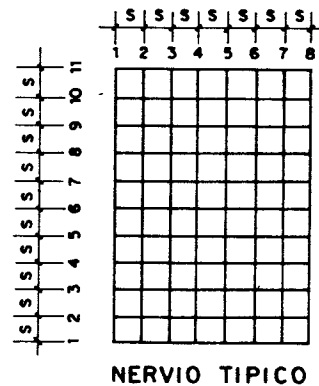
CASO	NERV.	$v = V/P$									
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11
	3	A	4.02	0.71	0.58	0.00	-0.58	-0.71	-4.02	-	-
		B	6.30	2.80	0.99	0.00	-0.99	-2.80	-6.30	-	-
		C	2.42	2.85	1.01	0.00	-1.01	-2.85	-2.42	-	-
		D	1.31	1.88	1.19	0.00	-1.19	-1.88	-1.31	-	-
		I	13.16	6.35	3.43	1.63	0.47	-0.47	-1.63	-3.43	-6.35
		II	2.82	5.33	3.90	2.33	0.75	-0.75	-2.33	-3.90	-5.33
		III	0.38	0.42	1.26	0.95	0.34	-0.34	-0.95	-1.26	-0.42
		IV									
	4	A	5.59	1.99	-0.59	-2.49	-4.63	-8.14	-13.25	-	-
		B	1.95	2.35	-0.07	-1.44	-2.50	-3.59	-1.32	-	-
		C	0.98	1.23	0.41	-0.79	-1.67	-2.00	-1.00	-	-
		D	2.93	2.22	-0.12	-2.07	-3.72	-5.12	-2.69	-	-
		I	-4.06	-0.63	0.07	0.38	0.62	1.02	1.91	3.28	5.74
		II	-3.13	-2.83	-1.20	-0.02	1.06	2.21	3.45	4.70	6.09
		III	-0.66	-1.61	-1.54	-0.61	0.64	1.67	2.17	1.96	1.59
		IV	-2.22	-2.59	-1.40	-0.34	0.84	1.68	3.52	3.18	3.09



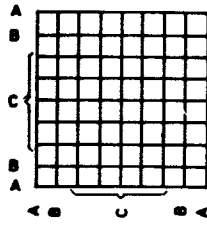
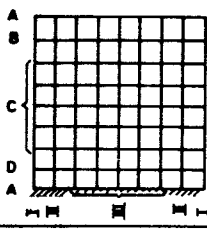
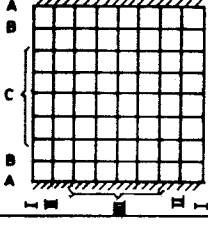


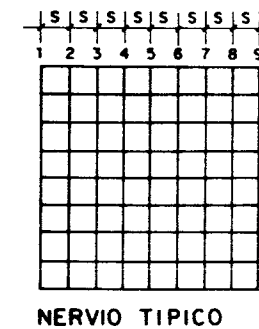
LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 10 TABLA N° 7.26
COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

C A S O	NERV.	$v = V/P$									
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11
	A	9.47	2.33	1.56	0.00	-1.56	-2.33	-9.47	-	-	-
	B	1.22	2.72	1.21	0.00	-1.21	-2.72	-1.22	-	-	-
	C	0.72	1.38	0.91	0.00	-0.91	-1.38	-0.72	-	-	-
	D	1.97	3.38	1.82	0.00	-1.82	-3.38	-1.97	-	-	-
	I	12.60	7.59	5.09	3.42	2.09	1.02	0.09	-0.81	-2.25	-4.66
	II	1.06	2.53	3.06	2.54	1.81	0.81	-0.40	-1.55	-2.08	-2.39
	A	7.93	2.18	1.25	0.00	-1.25	-2.18	-7.93	-	-	-
	B	5.59	4.43	1.87	0.00	-1.87	-4.43	-5.59	-	-	-
	C	0.81	1.93	0.96	0.00	-0.96	-1.93	-0.81	-	-	-
	D	0.48	0.94	0.61	0.00	-0.61	-0.94	-0.48	-	-	-
	I	9.29	3.20	1.90	0.92	0.27	-0.27	-0.92	-1.90	-3.20	-9.29
	II	5.25	5.41	3.27	1.81	0.57	-0.57	-1.81	-3.27	-5.41	-5.25
	III	0.74	1.62	1.60	1.20	0.44	-0.44	-1.20	-1.60	-1.62	-0.74



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 8 TABLA N° 7.27
COEFICIENTES DE MOMENTOS

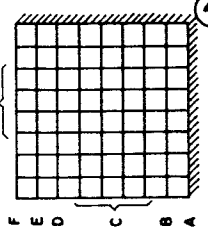
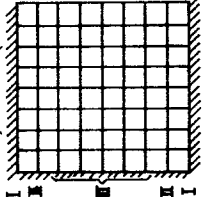
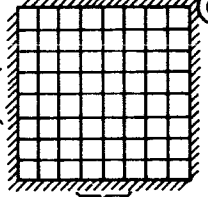
C A S O	NERV.	$\mu = M/P.s$								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
	A	0.0	7.80	9.62	10.16	10.28	10.16	9.62	7.80	0.0
	B	0.0	5.43	10.46	12.17	13.63	12.17	10.46	5.43	0.0
	C	0.0	0.79	3.06	4.84	5.46	4.84	3.06	0.79	0.0
	A	0.0	5.77	6.96	7.20	7.24	7.20	6.96	5.77	0.0
	B	0.0	4.16	7.99	9.93	10.48	9.93	7.99	4.16	0.0
	C	0.0	0.81	2.92	4.61	5.21	4.61	2.92	0.81	0.0
	D	0.0	7.15	11.29	12.62	12.92	12.62	11.29	7.15	0.0
	I	-17.69	-4.33	1.38	4.53	6.32	7.18	7.21	5.93	0.0
	II	-12.63	-7.41	-0.15	4.89	7.69	8.59	7.51	4.08	0.0
	III	-2.12	-2.34	-0.77	1.15	2.38	2.61	1.81	0.45	0.0
	A	0.0	4.99	5.39	5.57	5.63	5.57	5.39	4.99	0.0
	B	0.0	5.82	9.30	10.48	10.76	10.48	9.30	5.82	0.0
	C	0.0	1.79	4.70	6.48	7.02	6.48	4.70	1.79	0.0
	I	-12.92	-2.24	2.11	4.18	4.81	4.18	2.11	-2.24	-12.92
	II	-8.34	-4.26	1.17	4.50	5.56	4.50	1.17	-4.26	-8.34
	III	-0.88	-1.15	-0.13	1.02	1.46	1.02	-0.13	-1.15	-0.88



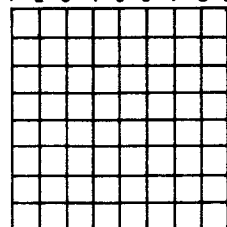


LOSAS RETICULARES- RETICULO DE 8 x 8 TABLA N° 7.27

COEFICIENTES DE MOMENTOS

CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
 4	A	0.0	4.39	5.23	5.14	4.53	3.31	1.11	-3.06	-13.11
	B	0.0	3.04	5.59	6.40	5.73	3.66	-0.07	-5.53	-9.47
	C	0.0	0.47	1.63	2.39	2.19	1.01	-0.67	-1.94	-2.16
	D	0.0	1.47	3.65	4.57	4.15	2.47	-0.60	-4.17	-4.94
	E	0.0	5.36	8.23	8.60	7.61	5.33	1.00	-7.13	-15.78
	F	0.0	4.67	4.91	4.74	4.18	3.04	1.19	-1.92	-14.18
 5	A	-1.67	-1.63	1.60	3.09	3.54	3.09	1.60	-1.63	-9.67
	B	-6.24	-3.17	0.89	3.34	4.12	3.34	0.89	-3.17	-6.24
	C	-2.94	-2.41	0.20	2.23	2.88	2.23	0.20	-2.41	-2.94
	D	-11.08	-4.23	2.00	4.90	5.73	4.90	2.00	-4.23	-11.08
	E	-10.55	-0.75	1.61	2.81	3.21	2.81	1.61	-0.75	-10.55
	I	-11.34	-1.51	0.97	2.42	3.31	3.76	3.90	3.73	0.0
	II	-12.66	-5.72	0.81	4.28	6.10	6.89	6.61	4.31	0.0
	III	-4.18	-3.52	-0.52	2.08	3.52	3.89	3.10	1.24	0.0
	A	-8.44	-0.57	1.29	2.23	2.53	2.23	1.29	-0.57	-8.44
	B	-8.85	-3.36	1.62	3.90	4.55	3.90	1.62	-3.36	-8.85
	C	-2.41	-1.97	0.17	1.82	2.35	1.82	0.17	-1.97	-2.41
	D	-0.97	-0.84	-0.07	0.81	1.19	0.81	-0.07	-0.84	-0.97
 6	A									
	B									
	C									
	D									

S S S S S S S S S
1 2 3 4 5 6 7 8 9

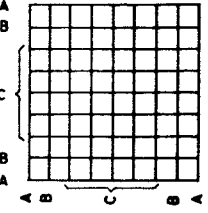
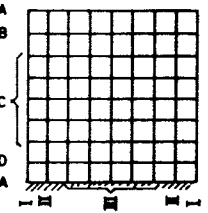
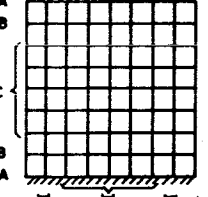


NERVIO TÍPICO

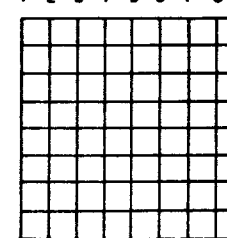


LOSAS RETICULARES- RETICULO DE 8 x 8 TABLA N° 7.28

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

CASO	NERV.	$v = V/P$							
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
 1	A	7.80	1.83	.54	.13	-.13	-.54	-1.83	-7.80
	B	5.48	4.98	2.51	0.71	-.71	-2.51	-4.98	-5.48
	C	.79	2.27	1.78	0.61	-0.61	-1.78	-2.27	-.79
 2	A	5.77	1.19	0.24	0.03	-0.03	-0.24	-1.19	-5.77
	B	4.16	3.83	1.93	0.55	-0.55	-1.93	-3.83	-4.16
	C	2.07	3.28	1.94	0.59	-0.59	-1.94	-3.28	-2.07
	D	7.14	4.13	1.34	0.30	-0.30	-1.34	-4.13	-7.14
	I	-13.36	-5.71	-3.14	-1.78	-0.86	-0.02	1.27	5.93
	II	-5.23	-7.25	-5.04	-2.80	-0.90	1.09	3.41	4.08
	III	0.22	-1.57	-1.93	-1.23	-0.22	0.80	1.35	0.45
	A	0.94	2.20	1.91	0.73	-0.73	-1.91	-2.20	-0.94
	B	0.75	1.89	1.80	0.75	-0.75	-1.80	-1.89	-0.75
	C	1.79	2.39	1.90	0.73	-0.73	-1.90	-2.39	-1.79
	I	10.68	4.36	2.06	0.62	-.62	-2.06	-4.36	-10.68
	II	4.09	5.43	3.32	1.06	-1.06	-3.32	-5.43	-4.09
	III	-0.38	1.02	1.14	0.44	-0.44	-1.14	-1.02	+0.38
 3	A								
	B								
	C								
	D								

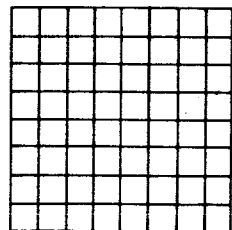
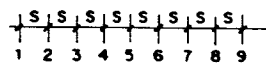
S S S S S S S S S
1 2 3 4 5 6 7 8 9



NERVIO TÍPICO

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 8 TABLA Nº 7.28

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

[illegible]

NERVIO TIPICO

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 9

COEFICIENTES DE MOMENTOS

TABLA Nº 7.29

C A S O

N E R V.

$\mu = M/P.s$

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10

Diagram of Case 1: A 10x10 grid with a central 2x2 square highlighted. The grid is labeled A, B, C, D, C, B, A on the left and 1 to 10 on the bottom.

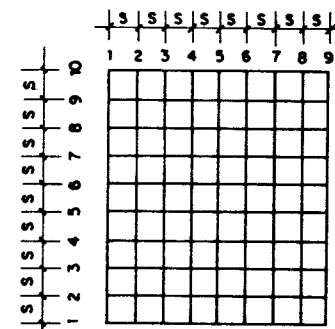
①

A	0.0	9.34	11.72	12.55	12.77	12.55	11.72	9.34	0.0	-
B	0.0	6.65	12.35	16.10	17.04	16.10	12.85	6.65	0.0	-
C	0.0	1.00	3.78	5.97	6.73	5.97	3.78	1.00	0.0	-
D	0.0	-0.12	0.60	1.50	1.90	1.50	0.60	-0.13	0.0	-
I	0.0	9.10	11.05	11.49	11.53	11.53	11.49	11.05	9.10	0.0
II	0.0	6.45	12.33	15.36	16.50	16.50	15.36	12.33	6.45	0.0
III	0.0	1.05	4.01	6.50	7.74	7.74	6.50	4.01	1.05	0.0
IV	0.0	0.11	1.45	3.16	4.31	4.31	3.16	1.45	0.11	0.0

Diagram of Case 2: A 10x10 grid with a central 2x2 square highlighted. The grid is labeled A, B, B, A, C, D, C, E, A on the left and 1 to 10 on the bottom.

②

A	0.0	7.18	9.30	8.77	9.19	8.77	8.30	7.18	0.0	-
B	0.0	8.32	13.26	14.94	15.35	14.94	13.26	8.32	0.0	-
C	0.0	0.96	3.28	5.25	5.99	5.25	3.28	0.96	0.0	-
D	0.0	0.41	1.58	2.72	3.21	2.72	1.58	0.41	0.0	-
E	0.0	4.85	9.36	11.67	12.34	11.66	9.36	4.85	0.0	-
I	-2137	-5.98	9.58	4.23	6.41	7.70	8.30	8.21	6.78	0.0
II	-1620	-1014	-1.65	4.41	8.11	10.10	10.35	8.76	4.71	0.0
III	-3.47	-3.66	-1.61	0.97	2.87	3.79	3.64	2.41	0.52	0.0
IV	-0.43	-0.79	-0.81	-3.22	0.59	1.03	0.86	0.29	-0.16	0.0



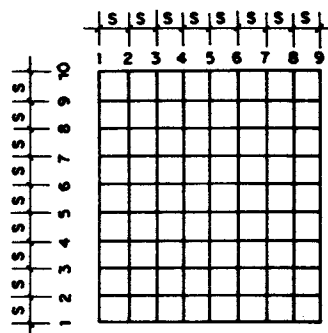
NERVIO TIPICO



TABLA N° 7.29

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 9
COEFICIENTES DE MOMENTOS

C A S O	NERV.	$\mu = M/P.s$									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	③ A	0.0	5.70	6.17	6.39	6.47	6.39	6.17	5.70	0.0	-
	B	0.0	6.63	10.56	11.92	12.23	11.92	10.56	6.63	0.0	-
	C	0.0	2.00	5.22	7.16	7.73	7.16	5.22	2.00	0.0	-
	D	0.0	0.65	2.24	3.72	4.34	3.72	2.24	0.65	0.0	-
	I	-1574	-3.45	1.66	4.20	5.40	5.40	4.20	1.66	-3.45	-1574
	II	-1083	-6.10	0.39	4.61	6.54	6.54	4.61	0.39	-6.10	-1083
	III	-1.61	-1.86	-0.51	1.12	2.01	2.01	1.12	-0.51	-1.86	-1.61
	IV	1.12	0.79	0.07	-0.58	-0.78	-0.78	-0.58	0.07	0.79	1.12
	④ A	0.0	5.37	5.70	5.50	4.80	3.53	1.30	-3.69	-1331	-
	B	0.0	6.30	9.60	10.10	8.93	6.20	1.08	-8.34	-1826	-
	C	0.0	1.73	4.30	5.41	4.91	2.91	-0.73	-4.90	-5.81	-
	D	0.0	0.56	1.91	2.78	2.56	1.20	-0.71	-2.25	-2.52	-
	E	0.0	3.55	6.56	7.55	6.77	4.29	-0.14	-6.49	-1110	-
	I	0.0	5.32	5.88	5.81	5.34	4.50	3.07	0.67	-4.14	-1690
	II	0.0	3.52	6.57	7.75	7.50	6.08	3.32	-1.21	-7.60	-1212
	III	0.0	0.66	2.27	3.52	3.73	2.79	-0.35	-1.50	-3.23	-3.57
	IV	0.0	1.73	4.37	5.68	5.62	4.50	2.21	-1.56	-5.80	-6.72
	V	0.0	6.13	9.46	10.10	9.46	7.83	4.95	-0.17	-9.55	-1943



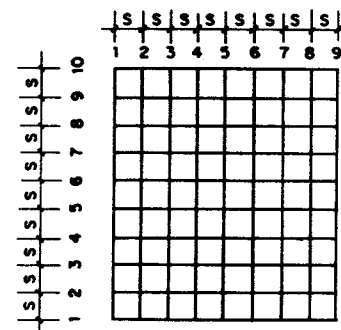
NERVIO TÍPICO



TABLA N° 7.29

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 9
COEFICIENTES DE MOMENTOS

C A S O	NERV.	$\mu = M/P.s$									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	⑤ A	-1203	-0.88	1.83	3.22	3.69	3.22	1.83	-0.88	-1203	-
	B	-1270	-4.89	2.23	5.65	6.63	5.65	2.23	-4.89	-1270	-
	C	-3.47	-2.83	0.23	2.63	3.42	2.63	0.23	-2.83	-3.47	-
	D	-1.16	-1.04	-0.12	1.00	1.49	1.00	-0.12	-1.04	-1.16	-
	E	-7.24	-3.71	1.01	3.90	4.83	3.90	1.01	-3.71	-7.24	-
	I	-1353	-2.33	0.55	2.29	3.41	4.07	4.40	4.49	4.26	0.0
	II	-1571	-7.77	-0.17	4.00	6.38	7.71	8.23	7.68	4.94	0.0
	III	-5.80	-4.99	-1.38	1.87	3.92	4.93	4.96	3.77	1.48	0.0
	IV	-3.77	-3.34	-1.52	0.90	2.95	3.96	3.72	2.40	0.72	0.0
	⑥ A	-9.62	-0.69	1.47	2.57	2.93	2.57	1.47	-0.69	-9.62	-
	B	-1014	-3.89	1.83	4.50	5.26	4.50	1.83	-3.89	-1014	-
	C	-2.77	-2.26	0.19	2.09	2.72	2.09	0.19	-2.26	-2.77	-
	D	-1.00	-0.88	-0.09	0.85	1.25	0.85	-0.09	-0.88	-1.00	-
	I	-1000	-1.01	1.07	2.24	2.79	2.79	2.24	1.07	-1.01	-1000
	II	-1093	-4.68	1.10	3.94	5.10	5.10	3.94	1.10	-4.68	-1093
	III	-3.41	-2.86	-0.25	1.91	2.91	2.91	1.91	-0.25	-2.86	-3.41
	IV	-1.78	-1.55	-0.43	0.97	1.89	1.89	0.97	-0.43	-1.55	-1.78



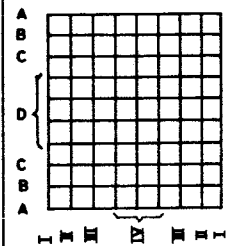
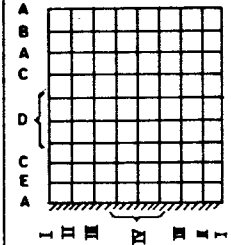
NERVIO TÍPICO



TABLA N° 7.30

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 9

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

CASO	NERV.	v = V/P								
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
	A	9.34	2.38	0.83	0.22	-0.22	-0.83	-2.38	-9.34	-
	B	6.65	6.20	3.24	0.95	-0.95	-3.24	-6.20	-6.65	-
	C	1.00	2.78	2.19	0.77	-0.77	-2.19	-2.78	-1.00	-
	D	-0.12	0.72	0.91	0.40	-0.40	-0.91	-0.72	+0.12	-
	I	9.10	1.95	0.48	0.12	0.03	-0.12	-0.48	-1.95	-9.10
	II	6.45	5.87	3.06	1.20	0.04	-1.20	-3.06	-5.87	-6.45
	III	1.05	2.96	2.49	1.24	0.02	-1.24	-2.49	-2.96	-1.05
	IV	+0.11	1.35	1.71	1.16	0.01	-1.16	-1.71	-1.35	-0.11
	A	7.18	3.83	2.28	0.66	-0.66	-2.28	-3.83	-7.18	-
	B	8.33	4.93	1.69	0.41	-0.41	-1.69	-4.93	-8.33	-
	C	0.96	2.31	1.97	0.73	-0.73	-1.97	-2.31	-0.96	-
	D	0.41	1.17	1.14	0.49	-0.49	-1.14	-1.17	-0.41	-
	E	4.85	4.51	2.31	0.67	-0.67	-2.31	-4.51	-4.85	-
	I	15.39	6.56	3.64	2.18	1.27	0.61	-0.08	-1.43	-6.79
	II	6.07	8.48	6.07	3.70	1.92	0.33	-1.59	-4.05	-4.72
	III	-0.18	2.05	2.58	1.90	0.92	-0.15	-1.23	-1.78	-0.62
	IV	-0.31	-0.03	0.59	0.81	0.44	-0.17	-0.57	-0.45	0.16

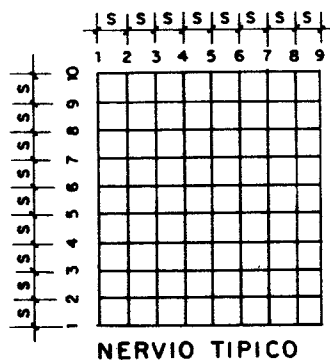
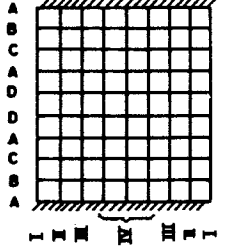
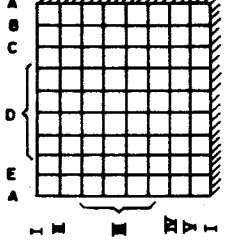
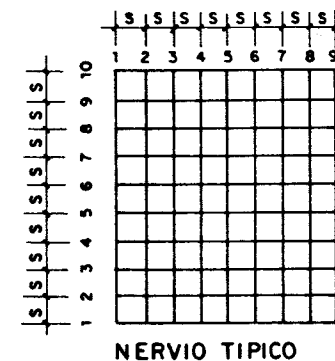


TABLA N° 7.30

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 9

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

CASO	NERV.	v = V/P								
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
	A	5.71	0.47	0.22	0.08	-0.08	-0.22	-0.47	-5.71	-
	B	6.63	3.94	1.35	0.32	-0.32	-1.35	-3.94	-6.63	-
	C	1.99	3.18	1.92	0.56	-0.56	-1.92	-3.18	-1.99	-
	D	0.65	1.59	1.43	0.62	-0.62	-1.48	-1.59	-0.65	-
	I	12.29	5.09	2.60	1.16	0.0	-1.16	-2.60	-5.09	-12.29
	II	4.76	6.44	4.23	1.97	0.0	-1.97	-4.23	-6.44	-4.76
	III	-0.25	1.35	1.60	0.92	0.0	-0.92	-1.60	-1.35	+0.25
	IV	-0.33	-0.71	-0.61	-0.23	0.0	+0.23	+0.61	+0.71	+0.33
	A	5.37	1.07	-0.15	-0.73	-1.50	-2.60	-4.90	-14.01	-
	B	6.21	3.38	0.50	-1.15	-2.73	-5.12	-9.43	-9.92	-
	C	1.73	2.56	1.11	-0.50	-2.00	-3.63	-4.17	-0.91	-
	D	0.56	1.34	0.88	-0.22	-1.37	-1.96	-1.49	-0.27	-
	E	3.55	3.01	0.99	-0.79	-2.47	-4.43	-6.35	-4.55	-
	I	-4.96	-0.91	0.11	0.47	0.85	1.42	2.48	4.72	14.00
	II	-3.52	-3.05	-1.19	0.25	1.43	2.76	4.53	6.37	4.54
	III	-0.66	-1.60	-1.25	-0.22	0.95	1.94	2.35	1.72	0.34
	IV	-1.73	-2.64	-1.30	0.06	1.12	2.29	3.77	4.24	0.93
	V	-6.13	-3.33	-0.63	0.64	1.62	2.83	5.11	9.38	9.89

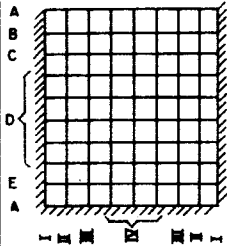
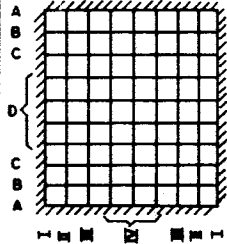


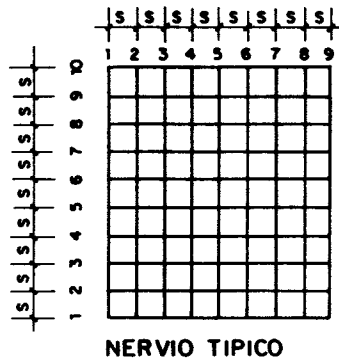


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 9

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

TABLA N° 7.30

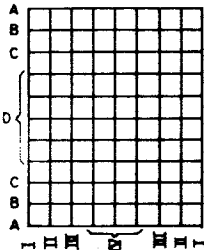
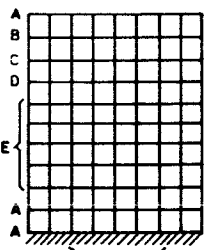
C A S O		NERV.	$v = V/P$								
			1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
	5	A	11.15	2.71	1.39	0.46	-0.46	-1.39	-2.71	-11.15	-
	B	7.82	7.16	3.37	0.98	-0.98	-3.37	-7.16	-7.82	-	
	C	0.64	3.07	2.40	0.80	-0.80	-2.40	-3.07	-0.64	-	
	D	0.12	0.92	1.12	0.49	-0.49	-1.12	-0.92	-0.12	-	
	E	3.53	4.72	2.89	0.93	-0.93	-2.89	-4.72	-3.53	-	
	I	11.20	2.88	1.74	1.12	0.66	0.34	0.08	-0.23	-4.26	
	II	7.94	7.60	4.18	2.37	1.33	0.51	-0.55	-2.74	-4.94	
	III	-0.82	3.60	3.26	2.05	1.01	0.03	-1.19	-2.30	-1.48	
	IV	0.43	1.82	2.42	2.05	1.01	-0.25	-1.32	-1.68	-0.73	
	V										
	6	A	+8.92	2.16	1.10	0.36	-0.36	-1.10	-2.16	-8.92	-
	B	6.25	5.72	2.66	0.77	-0.77	-2.66	-5.72	-6.25	-	
	C	0.51	2.45	1.91	0.63	-0.63	-1.91	-2.45	-0.51	-	
	D	0.12	0.79	0.93	0.40	-0.40	-0.93	-0.79	-0.12	-	
	E	8.91	2.17	1.16	0.55	0.0	-0.55	-1.16	-2.17	-8.91	
	I	6.25	5.78	2.84	1.16	0.0	-1.16	-2.84	-5.78	-6.25	
	II	0.56	2.61	2.15	1.00	0.0	-1.00	-2.15	-2.61	-0.56	
	III	0.23	1.13	1.40	0.92	0.0	-0.92	-1.40	-1.13	-0.23	
	IV										
	V										

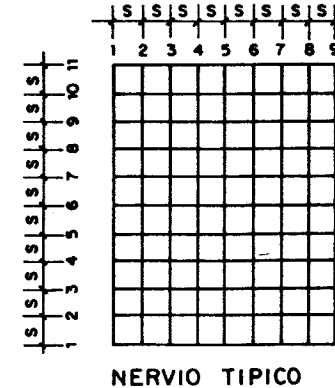


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 10

COEFICIENTES DE MOMENTOS

TABLA N° 7.31

CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	A	0.0	11.20	15.10	17.00	17.60	17.0	15.10	11.20	0.0	-	-
	B	0.0	5.86	11.60	14.67	15.62	14.67	11.60	5.86	0.0	-	-
	C	0.0	0.75	3.42	5.55	6.26	5.55	3.42	0.75	0.0	-	-
	D	0.0	-0.46	-1.16	-1.78	-2.02	-1.78	-1.16	-0.46	0.0	-	-
	I	0.0	8.22	10.10	10.70	10.80	10.83	10.80	10.70	10.10	8.22	0.0
	II	0.0	6.75	12.58	15.50	16.83	17.20	16.83	15.50	12.58	6.75	0.0
	III	0.0	1.52	4.84	7.71	9.31	9.80	9.30	7.71	4.84	1.52	0.0
	IV	0.0	0.83	2.72	5.04	6.85	7.51	6.85	5.04	2.72	0.83	0.0
	A	0.0	7.82	10.37	11.51	11.83	11.51	10.37	7.82	0.0	-	-
	B	0.0	8.29	12.13	13.82	14.37	13.82	12.13	8.29	0.0	-	-
	C	0.0	3.28	7.39	8.84	9.22	8.84	7.39	3.28	0.0	-	-
	D	0.0	1.82	4.45	6.30	6.35	6.30	4.45	1.82	0.0	-	-
	E	0.0	0.58	2.61	4.21	4.75	4.21	2.61	0.58	0.0	-	-
	I	-31.50	-13.50	-4.26	1.19	4.33	6.16	7.19	7.60	7.33	5.98	0.0
	II	-19.25	-14.33	-5.93	0.63	5.40	8.41	9.95	10.11	8.65	4.76	0.0
	III	-3.34	-3.61	-2.75	-0.23	2.09	3.69	4.42	4.17	2.82	0.90	0.0



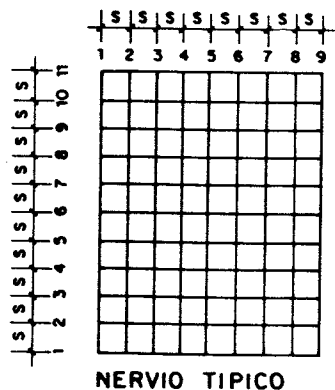


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 10

COEFICIENTES DE MOMENTOS

TABLA N° 7.31

CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	A	0.0	5.68	7.29	8.45	8.92	8.45	7.29	5.68	0.0	-	-
	B	0.0	6.48	9.46	10.80	11.22	10.80	9.46	6.48	0.0	-	-
	C	0.0	2.56	5.72	6.98	7.33	6.98	5.72	2.56	0.0	-	-
	D	0.0	1.48	3.72	5.35	5.86	5.35	3.72	1.48	0.0	-	-
	I	-2250	-8.55	-1.58	2.31	4.24	4.81	4.23	2.31	-1.58	-8.54	-2250
	II	-1186	-8.27	-2.18	2.31	5.06	5.96	5.06	2.31	-2.18	-8.27	-1186
	III	-1.48	-1.54	-.94	0.54	1.66	2.06	1.66	0.53	-.95	-1.54	-1.48
	A	0.0	5.81	8.20	8.34	6.88	3.73	-2.00	-1040	-2260	-	-
	B	0.0	2.14	4.83	5.15	4.24	2.36	-0.52	-4.41	-5.61	-	-
	C	0.0	1.13	2.64	3.37	2.92	1.58	-0.43	-2.67	-3.76	-	-
	D	0.0	2.80	5.22	5.73	4.69	2.19	-1.65	-7.10	-1050	-	-
	I	0.0	4.18	5.08	5.18	4.85	4.16	2.96	-0.86	-2.87	-9.24	-21.92
	II	0.0	3.59	6.55	7.77	7.74	6.58	4.24	0.56	-4.50	-11.09	-1527
	III	0.0	2.32	5.23	6.25	6.17	5.26	3.48	0.77	-2.72	-6.20	-6.60
	IV	0.0	5.96	8.80	9.69	9.45	8.19	5.67	1.51	-4.80	-1470	-2340
	V	0.0	4.24	4.59	5.03	4.95	4.33	3.07	0.85	-2.95	-8.46	-2590

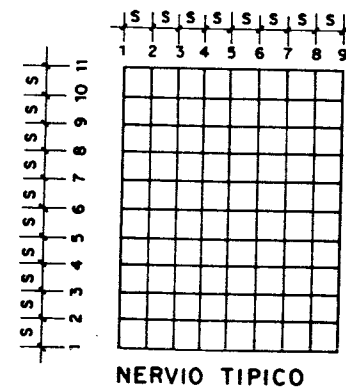


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 10

COEFICIENTES DE MOMENTOS

TABLA N° 7.31

CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	A	-1570	-5.03	0.33	3.23	4.13	3.23	0.33	-5.03	-1570	-	-
	B	-3.63	-2.44	0.60	2.26	2.78	2.26	0.60	-2.44	-3.63	-	-
	C	-2.22	-1.41	0.19	1.41	1.83	1.41	0.19	-1.41	-2.22	-	-
	D	-6.12	-3.69	0.05	2.25	3.01	2.25	0.05	-3.69	-6.12	-	-
	I	-2140	-7.25	-2.42	0.72	2.57	3.63	4.16	4.23	3.86	3.40	0.0
	II	-1935	-1250	-4.21	1.20	4.82	7.03	8.11	8.23	7.40	4.85	0.0
	III	-5.94	-4.51	-2.13	0.39	2.73	4.43	5.18	4.84	3.44	1.49	0.0
	A	-1237	-3.21	0.05	2.34	3.08	2.34	0.05	-3.21	-1237	-	-
	B	-2.59	-1.82	0.36	1.69	2.12	1.69	0.36	-1.82	-2.59	-	-
	C	-1.58	-1.02	0.13	1.01	1.33	1.01	0.13	-1.02	-1.58	-	-
	I	-1475	-4.20	-0.84	1.25	2.28	2.59	2.28	1.25	-0.84	-4.20	-1475
	II	-1268	-7.30	-1.31	2.26	4.24	4.87	4.24	2.26	-1.31	-7.30	-1268
	III	-3.44	-2.97	-0.77	1.29	2.63	3.08	2.63	1.29	-0.77	-2.97	-3.44

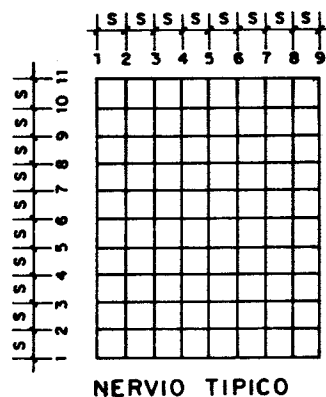




LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 10
COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

TABLA N° 7.32

CASO	NERV.	$v = V/P$									
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11
	A	11.17	3.92	1.90	0.57	-0.57	-1.90	-3.92	-11.17	-	-
	B	5.86	5.80	3.00	0.95	-0.95	-3.00	-5.80	-5.86	-	-
	C	0.75	2.66	2.13	0.71	-0.71	-2.13	-2.66	-0.75	-	-
	D	-0.46	-0.70	-0.61	-0.24	+0.24	+0.61	+0.70	+0.46	-	-
	I	8.22	1.86	0.61	0.13	0.0	0.0	-0.13	-0.61	-1.86	-8.22
	II	6.75	5.82	2.92	1.33	0.36	-0.36	-1.33	-2.92	-5.82	-6.75
	III	1.52	3.31	2.85	1.61	0.51	-0.51	-1.61	-2.85	-3.31	-1.52
	IV	0.83	1.88	2.32	1.81	0.65	-0.65	-1.81	-2.32	-1.88	-0.83
	A	7.82	2.55	1.13	0.32	-0.32	-1.13	-2.55	-7.82	-	-
	B	8.29	3.83	1.69	0.55	-0.55	-1.69	-3.83	-8.29	-	-
	C	3.28	4.10	1.45	0.38	-0.38	-1.45	-4.10	-3.28	-	-
	D	1.82	2.63	1.84	0.55	-0.55	-1.84	-2.63	-1.82	-	-
	E	0.58	2.02	1.60	0.53	-0.53	-1.60	-2.02	-0.58	-	-
	I	18.03	9.23	5.46	3.14	1.83	1.02	0.41	-0.26	-1.34	-5.98
	II	4.92	8.39	6.57	4.76	3.01	1.53	0.16	-1.46	-3.89	-4.76
	III	-0.27	0.86	2.52	2.32	1.61	0.72	-0.25	-1.35	-1.90	-0.92



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 10
COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

TABLA N° 7.32

CASO	NERV.	$v = V/P$									
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11
	A	5.68	1.60	1.16	0.37	-0.37	-1.16	-1.60	-5.68	-	-
	B	6.48	2.98	1.33	0.42	-0.42	-1.33	-2.98	-6.48	-	-
	C	2.56	3.15	1.26	0.35	-0.35	-1.26	-3.15	-2.56	-	-
	D	1.48	2.24	1.62	0.51	-0.51	-1.62	-2.24	-1.48	-	-
	I	13.94	6.96	3.91	1.92	0.57	-0.57	-1.92	-3.91	-6.96	-13.94
	II	3.58	6.09	4.50	2.74	0.90	-0.90	-2.74	-4.50	-6.09	-3.58
	III	-0.05	0.59	1.49	1.12	0.40	-0.40	-1.12	-1.49	-0.59	+0.05
	A	5.60	1.49	0.02	-1.26	-2.74	-4.79	-7.61	-14.10	-	-
	B	2.14	2.69	0.32	-0.91	-1.98	-2.88	-3.89	-1.20	-	-
	C	1.13	1.51	0.72	-0.44	-1.34	-2.02	-2.23	-1.09	-	-
	D	2.80	2.42	0.51	-1.04	-2.49	-3.85	-5.44	-3.41	-	-
	I	-4.18	-0.90	-0.10	0.32	0.69	1.20	2.10	3.73	6.37	12.67
	II	-3.59	-2.36	-1.21	0.03	1.15	2.34	3.67	5.05	6.61	4.18
	III	-2.32	-2.91	-1.01	0.08	0.91	1.78	2.71	3.49	3.49	0.42
	IV	-5.96	-2.92	-0.80	0.23	1.26	2.52	4.16	6.31	9.98	8.65
	V	-4.24	-0.34	-0.44	0.07	0.62	1.26	2.21	3.81	5.51	17.47

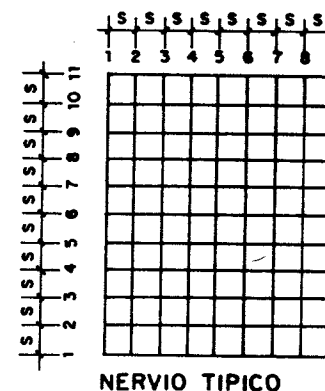


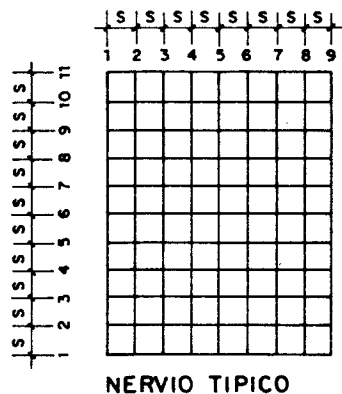


TABLA N° 7.32

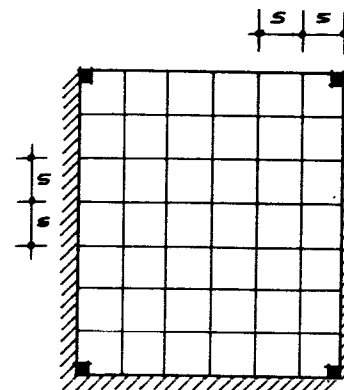
LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 10

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

CASO	NERV.	v = V/P									
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11
	5	A	10.72	5.37	2.89	0.90	-0.90	-2.89	-5.37	-10.72	-
		B	1.19	3.04	1.66	0.52	-0.52	-1.66	-3.04	-1.19	-
		C	0.81	1.61	1.22	0.41	-0.41	-1.22	-1.61	-0.81	-
		D	2.43	3.74	2.21	0.76	-0.76	-2.21	-3.74	-2.43	-
		I	14.15	4.83	3.14	1.84	1.06	0.53	0.07	-0.37	-0.46
		II	6.86	8.27	5.41	3.62	2.20	1.08	0.13	-0.83	-2.54
		III	1.43	2.38	2.52	2.33	1.69	0.76	-0.33	-1.41	-1.94
	6	A	9.16	3.26	2.29	0.74	-0.74	-2.29	-3.26	-9.16	-
		B	0.77	2.19	1.33	0.42	-0.42	-1.33	-2.19	-0.77	-
		C	0.56	1.15	0.88	0.31	-0.31	-0.88	-1.15	-0.56	-
		I	10.55	3.36	2.09	1.04	0.31	-0.31	-1.04	-2.09	-3.36
		II	5.39	5.98	3.56	1.98	0.63	-0.63	-1.98	-3.56	-5.98
		III	0.47	2.20	2.06	1.33	0.45	-0.45	-1.33	-2.06	-2.20



LOSAS RETICULARES



DETERMINAR:

EN EL RETICULO MOSTRADO VALORES DE MOMENTO Y FUERZA CORTANTE EN LOS NERVIOS DEL RETICULO.

DATOS:

SEPARACION ENTRE NERVIOS $S = 0.90$

CARGA POR NUDO $P = 500 \text{ Kg.}$

CASO DE CONTINUIDAD: 5

RETICULO DE 6×7 MODULOS.

A - USANDO LA TABLA CORRESPONDIENTE DE COEFICIENTE DE MOMENTOS M PARA RETICULO DE 6×7 MODULOS.

A-1. SE UBICA EL CASO DE CONTINUIDAD 5

A-2. SE TOMAN LOS COEFICIENTES M CORRESPONDIENTES A CADA NERVIO Y SE MULTIPLICAN POR P Y POR S OBTENIENDOSE LOS VALORES DE MOMENTOS.

ASI:

NERVIO "A" $M_{\text{apoyos}} = -7.0$

$M_{\text{apoyos}} = -7.0 \times 500 \times 0.90 = 3150 \text{ K.m}$

$M_{\text{max. tramo}} = 1.22$

$M_{\text{max. tramo}} = 1.22 \times 500 \times 0.90 = 549 \text{ K.m}$

NERVIO "E" $M_{\text{apoyos}} = -6.45$

$M_{\text{apoyos}} = -6.45 \times 500 \times 0.90 = 3038 \text{ K.m}$

$M_{\text{max. tramo}} = 1.44$

$M_{\text{max. tramo}} = 1.44 \times 500 \times 0.90 = 648 \text{ K.m}$



NERVIO I

$$u_{\text{max. apoyo empotrado}} = -9.8$$

$$M_{\text{apoyo empotrado}} = -9.8 \times 500 \times 0.90$$

NERVIO III

$$u_{\text{max. apoyo empotrado}} = -8.39$$

$$M_{\text{apoyo empotrado}} = -8.39 \times 500 \times 0.90$$

B- USANDO LA TABLA CORRESPONDIENTE DE COEFICIENTE DE FUERZA CORTANTE Y PARA RETICULOS DE 6×7

B-1. SE UBICA EL CASO DE CONTINUIDAD : 5

B-2. SE TOMAN LOS COEFICIENTES CORRESPONDIENTES A CADA NERVIO Y SE MULTIPLICAN POR P Y POR S OBTENIENDOSE LOS VALORES DE FUERZA CORTANTE.

ASI:

NERVIO "A"

$$V_{\text{max. apoyos}} = 6.10$$

$$V_{\text{max. apoyos}} = 6.10 \times 500 \times 0.90 = 2745 \text{ K}$$

NERVIO "B"

$$V_{\text{max. apoyos}} = 4.24$$

$$V_{\text{max. apoyos}} = 4.24 \times 500 \times 0.90 = 1908 \text{ K}$$

NERVIO "E"

$$V_{\text{max. apoyos}} = 5.36$$

$$V_{\text{max. apoyos}} = 5.36 \times 500 \times 0.90 = 2412 \text{ K}$$

NERVIO "I"

$$V_{\text{en apoyo empotrado}} = 7.21$$

$$V_{\text{en apoyo empotrado}} = 7.21 \times 500 \times 0.90 = 3243 \text{ K}$$

NERVIO "III"

$$V_{\text{max.}} = 1.54$$

$$V_{\text{max.}} = 1.54 \times 500 \times 0.90 = 693 \text{ K}$$



SE ADOPTA:

$$\text{EST. : } \phi 3/8" \text{ c. 15 cms.}$$

ESTA CANTIDAD DE ESTRIBOS SE EXTENDERÁ HASTA UNA DISTANCIA $4d$ DESDE LA CARA DEL APOYO. LUEGO SE PUEDE CALCULAR OTRA SEPARACION "S", CON EL CORTE NOMINAL A ESA DISTANCIA.

B- POR TABLAS

B-1) SE CALCULA EL CORTE NOMINAL

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{32.000}{0.85} = 37.647 \text{ K.}$$

B-2) DE LA TABLA ENTRANDO CON $h = 65$ Y $b_w = 40$ SE OBTIENE EL CORTE RESISTIDO POR EL CONCRETO $\phi V_c = 17.095 \text{ K.}$

B-3) SE CALCULA EL VALOR DE V_s

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 32.000 - 17.095 = 14.905 \text{ K.}$$

$$V_s = \frac{14.905}{0.85} = 17.535 \text{ K.}$$

B-4) DE LA TABLA ENTRANDO CON $h = 65$ Y UN VALOR CERCANO A V_s (QUE EN ESTE CASO SERÍA 17.892 K.) SE OBTIENE UNA SEPARACION DE ESTRIBOS DE $\phi 3/8"$ IGUAL A 20 CMS.

B-5) COMO SE TRATA DE VIGA RESISTENTE A SISMO NO SE PERMITE UNA SEPARACION MAYOR QUE $\frac{d}{4}$; POR TANTO SE ADOPTAN ESTRIBOS DE $\phi 3/8"$ CADA 15 CMS.



PLACAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES ORTOGONALES CON CARGA UNIFORME

GENERALIDADES

Las placas rectangulares con relación de luz menor a luz mayor comprendida entre 1.00 y 0.50 trabajan muy eficientemente con armadura en dos direcciones ortogonales, repartiendo la carga hacia vigas perimetrales que, individualmente, resultan de menor dimensión que las vigas de soporte de las losas armadas en una dirección. Si aquella relación es menor de 0.50, casi todo el trabajo se realiza en el sentido de la luz corta y no vale la pena armar en dos direcciones.

Constructivamente las placas armadas en dos direcciones son más complicadas que las de una dirección, pero a pesar de ello, para luces comprendidas entre 6 y 10 m pueden resultar bastante apropiadas, tanto en soluciones macizas como nervadas, especialmente estas últimas. Para luces más pequeñas pueden ser apropiadas las placas macizas armadas en dos direcciones con refuerzo constituido por malla soldada de acero. Esta solución se presta para el caso de losas macizas sobre vigas auxiliares o secundarias.

METODOS DE CALCULOS

El estudio exacto de estas placas requiere la integración de la ecuación de Lagrange:

$$\nabla^4 w = \frac{q}{EI}$$

lo cual es sumamente complicado.

Se han desarrollado diversos métodos aproximados para el cálculo de estas placas, tales como el de Marcus - Löser, el de Westergaard, el método de las líneas de falla de Johansen, etc. Aquí se presentan tablas cuyos valores han sido calculados siguiendo una variante del Método de Marcus - Löser de acuerdo con las fórmulas que aparecen más abajo.



En los valores de las solicitaciones influye la proporción de las luces y las condiciones de vinculación de los bordes de la placa, las cuales dan lugar a 9 casos de continuidad según se indica en las tablas correspondientes.

FORMULAS PARA EL CALCULO DE LOS COEFICIENTES

Coefficientes de repartición de la carga:

$$p_x = \frac{A_y \delta^4}{A_x + A_y \delta^4}$$

$$p_y = \frac{A_x}{A_x + A_y \delta^4}$$

Coefficientes de momentos en el tramo debidos a carga permanente:

$$\rho_x = B_x C_x \left(1 - 6.67 \frac{B_x C_x}{\delta^2} \right)$$

$$\rho_y = B_y C_y (1 - 6.67 B_y C_y \delta^2)$$

Coefficientes de momentos en el tramo debidos a carga variable:

Los coeficientes ρ de momentos en el tramo debidos a carga variable se obtienen promediando los valores de los coeficientes anteriores, obtenidos para el caso de continuidad considerado, con los obtenidos para la placa simplemente apoyada (caso 1 de continuidad o vinculación).

Coefficientes de momentos en los apoyos debidos a carga total:

$$\lambda_{ax} = D_x C_x$$

$$\lambda_{ay} = D_y C_y$$



Los valores de A, B y D dependen de las condiciones de vinculación en la siguiente forma:

Tipo de Vinculación	A	B	D
	5/384	1/8	0
	2/384	9/128	1/8
	1/384	1/24	1/12

VALORES DE LAS SOLICITACIONES

A partir de los coeficientes dados se pueden calcular la repartición de carga y los momentos en la placa por las siguientes expresiones:

$$q_x = p_x q$$

$$q_y = p_y q$$

$$M_{tx} = \rho q_p \ell_x^2 + \nu q_v \ell_x^2$$

$$M_{ty} = \rho q_p \ell_y^2 + \nu q_v \ell_y^2$$

$$M_{ax} = \lambda q \ell_x^2$$

$$M_{ay} = \lambda q \ell_y^2$$



TABLAS DE COEFICIENTES

Los coeficientes ρ , ν y λ se han tabulado para valores de ℓ/L comprendidos entre 1.00 y 0.50, considerando los 9 casos de vinculación o continuidad que se indican en el encabezamiento de cada tabla.

El empleo de las tablas se ilustra con algunos ejemplos.

BIBLIOGRAFÍA

A. Guerrin. "Traité de Beton Armé". Tomo IV. Ed Dunod - París - 1960.

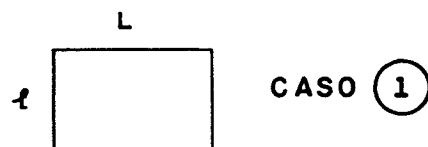
B. Löser. "Hormigón Armado". Ed El Ateneo - Buenos Aires - 1952.

S. Timoshenko. "Theory of Plates and Shells". Ed Mc Graw-Hill Book Co - New York - 1940.

H.J. Cowan y F. Wilson. "Structural Systems". Ed Van Nostrand Reinhold Co - Melbourne, Australia - 1981.



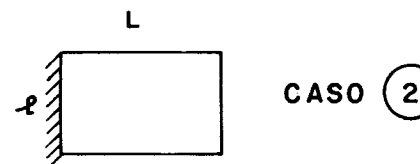
TABLA N° 7. 33



RELACION DE LUCES	COERCIENTE DE REPARTICION DE CARGAS		COEFICIENTES DE MOMENTOS EN EL TRAMO				COEFICIENTES DE MOMENTO EN APOYOS	
			POR CARGA PERMA- NENTE		POR CARGA VARIABLE			
l/L	pL	$p\ell$	pL	$p\ell$	γL	$\gamma\ell$	λL	$\lambda\ell$
1.00	0.50	0.50	0.0364	0.0364	0.0364	0.0364	0.00	0.00
0.98	0.48	0.52	0.0350	0.0380	0.0350	0.0380	0.00	0.00
0.96	0.46	0.54	0.0336	0.0395	0.0336	0.0395	0.00	0.00
0.94	0.44	0.56	0.0321	0.0412	0.0321	0.0412	0.00	0.00
0.92	0.42	0.58	0.0307	0.0429	0.0307	0.0429	0.00	0.00
0.90	0.39	0.61	0.0293	0.0447	0.0293	0.0447	0.00	0.00
0.88	0.37	0.63	0.0279	0.0466	0.0279	0.0466	0.00	0.00
0.86	0.35	0.65	0.0266	0.0486	0.0266	0.0486	0.00	0.00
0.84	0.33	0.67	0.0252	0.0507	0.0252	0.0507	0.00	0.00
0.82	0.31	0.69	0.0239	0.0528	0.0239	0.0528	0.00	0.00
0.80	0.29	0.71	0.0226	0.0551	0.0226	0.0551	0.00	0.00
0.78	0.27	0.73	0.0213	0.0575	0.0213	0.0575	0.00	0.00
0.76	0.25	0.75	0.0200	0.0600	0.0200	0.0600	0.00	0.00
0.74	0.23	0.77	0.0187	0.0620	0.0187	0.0620	0.00	0.00
0.72	0.21	0.79	0.0175	0.0650	0.0175	0.0650	0.00	0.00
0.70	0.19	0.81	0.0162	0.0676	0.0162	0.0676	0.00	0.00
0.68	0.18	0.82	0.0150	0.0703	0.0150	0.0703	0.00	0.00
0.66	0.16	0.84	0.0139	0.0730	0.0139	0.0730	0.00	0.00
0.64	0.14	0.86	0.0127	0.0757	0.0127	0.0757	0.00	0.00
0.62	0.13	0.87	0.0116	0.0785	0.0116	0.0785	0.00	0.00
0.60	0.11	0.89	0.0105	0.0813	0.0105	0.0813	0.00	0.00
0.58	0.10	0.90	0.0095	0.0840	0.0095	0.0840	0.00	0.00
0.56	0.09	0.91	0.0085	0.0867	0.0085	0.0867	0.00	0.00
0.54	0.08	0.92	0.0076	0.0894	0.0076	0.0894	0.00	0.00
0.52	0.07	0.93	0.0067	0.0920	0.0067	0.0920	0.00	0.00
0.50	0.06	0.94	0.0059	0.0940	0.0059	0.0940	0.00	0.00



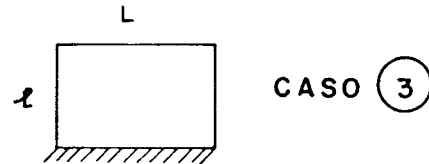
TABLA N° 7. 34



RELACION DE LUCES	COEFICIENTE DE REPARTICION DE CARGAS		COEFICIENTES DE MOMENTOS EN EL TRAMO				COEFICIENTES DE MOMENTO EN APOYOS	
			POR CARGA PERMA- NENTE		POR CARGA VARIABLE			
l/L	pL	$p\ell$	pL	$p\ell$	γL	$\gamma\ell$	λL	$\lambda\ell$
1.00	0.7143	0.2857	0.0334	0.0272	0.0349	0.0318	0.0893	0.00
0.98	0.6975	0.3025	0.0323	0.0287	0.0337	0.0333	0.0872	0.00
0.96	0.6798	0.3202	0.0313	0.0302	0.0325	0.0348	0.0850	0.00
0.94	0.6612	0.3388	0.0302	0.0318	0.0312	0.0365	0.0827	0.00
0.92	0.6417	0.3583	0.0291	0.0335	0.0299	0.0382	0.0802	0.00
0.90	0.6212	0.3788	0.0280	0.0352	0.0286	0.0400	0.0777	0.00
0.88	0.6000	0.4000	0.0269	0.0371	0.0274	0.0418	0.0750	0.00
0.86	0.5776	0.4224	0.0257	0.0390	0.0262	0.0438	0.0722	0.00
0.84	0.5545	0.4455	0.0246	0.0411	0.0249	0.0459	0.0693	0.00
0.82	0.5306	0.4694	0.0235	0.0432	0.0237	0.0480	0.0663	0.00
0.80	0.5059	0.4941	0.0224	0.0455	0.0225	0.0503	0.0632	0.00
0.78	0.4806	0.5194	0.0213	0.0478	0.0213	0.0526	0.0601	0.00
0.76	0.4548	0.5452	0.0202	0.0503	0.0201	0.0551	0.0568	0.00
0.74	0.4285	0.5715	0.0191	0.0528	0.0189	0.0576	0.0536	0.00
0.72	0.4019	0.5981	0.0180	0.0554	0.0177	0.0602	0.0502	0.00
0.70	0.3751	0.6249	0.0169	0.0582	0.0166	0.0629	0.0469	0.00
0.68	0.3483	0.6517	0.0158	0.0610	0.0154	0.0656	0.0435	0.00
0.66	0.3217	0.6783	0.0148	0.0639	0.0143	0.0684	0.0402	0.00
0.64	0.2955	0.7045	0.0137	0.0669	0.0132	0.0713	0.0369	0.00
0.62	0.2698	0.7302	0.0127	0.0699	0.0122	0.0742	0.0337	0.00
0.60	0.2447	0.7553	0.0117	0.0730	0.0111	0.0771	0.0306	0.00
0.58	0.2205	0.7795	0.0107	0.0761	0.0101	0.0801	0.0276	0.00
0.56	0.1973	0.8027	0.0098	0.0793	0.0092	0.0830	0.0247	0.00
0.54	0.1753	0.8247	0.0089	0.0824	0.0082	0.0859	0.0219	0.00
0.52	0.1545	0.8455	0.0080	0.0855	0.0073	0.0888	0.0193	0.00
0.50	0.1351	0.8649	0.0071	0.0886	0.0065	0.0916	0.0169	0.00



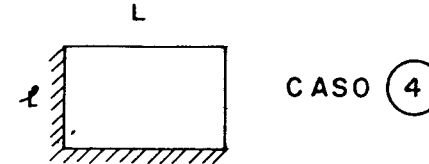
TABLA N° 7. 35



RELACION DE LUCES	COEFICIENTE DE REPARTICION DE CARGAS		COEFICIENTES DE MOMENTOS EN EL TRAMO				COEFICIENTES DE MOMENTO EN APOYOS	
			POR CARGA PERMA- NENTE		POR CARGA VARIABLE			
l/L	pL	$p\ell$	ρL	$\rho\ell$	γL	$\gamma\ell$	λL	$\lambda\ell$
1.00	0.2857	0.7143	0.0272	0.0334	0.0318	0.0349	0.00	0.0893
0.98	0.2695	0.7305	0.0258	0.0345	0.0304	0.0362	0.00	0.0913
0.96	0.2536	0.7464	0.0244	0.0290	0.0355	0.0375	0.00	0.0933
0.94	0.2380	0.7620	0.0231	0.0367	0.0276	0.0389	0.00	0.0953
0.92	0.2227	0.7773	0.0217	0.0378	0.0262	0.0403	0.00	0.0972
0.90	0.2079	0.7921	0.0204	0.0389	0.0249	0.0418	0.00	0.0990
0.88	0.1935	0.8065	0.0191	0.0401	0.0235	0.0433	0.00	0.1008
0.86	0.1795	0.8205	0.0179	0.0413	0.0222	0.0449	0.00	0.1026
0.84	0.1661	0.8339	0.0167	0.0424	0.0210	0.0466	0.00	0.1042
0.82	0.1532	0.8468	0.0155	0.0436	0.0197	0.0482	0.00	0.1059
0.80	0.1408	0.8592	0.0144	0.0448	0.0185	0.0501	0.00	0.1074
0.78	0.1290	0.8710	0.0133	0.0460	0.0173	0.0517	0.00	0.1089
0.76	0.1177	0.8823	0.0122	0.0472	0.0161	0.0535	0.00	0.1103
0.74	0.1071	0.8929	0.0112	0.0484	0.0150	0.0554	0.00	0.1116
0.72	0.0971	0.9029	0.0102	0.0495	0.0138	0.0573	0.00	0.1129
0.70	0.0876	0.9124	0.0093	0.0507	0.0128	0.0591	0.00	0.1140
0.68	0.0788	0.9212	0.0084	0.0518	0.0117	0.0610	0.00	0.1152
0.66	0.0705	0.9295	0.0076	0.0529	0.0107	0.0630	0.00	0.1162
0.64	0.0629	0.9371	0.0069	0.0540	0.0098	0.0649	0.00	0.1171
0.62	0.0558	0.9442	0.0061	0.0551	0.0089	0.0668	0.00	0.1180
0.60	0.0493	0.9507	0.0055	0.0561	0.0080	0.0687	0.00	0.1188
0.58	0.0433	0.9567	0.0048	0.0571	0.0072	0.0706	0.00	0.1196
0.56	0.0378	0.9622	0.0043	0.0581	0.0064	0.0724	0.00	0.1203
0.54	0.0329	0.9671	0.0037	0.0590	0.0057	0.0742	0.00	0.1209
0.52	0.0284	0.9716	0.0032	0.0599	0.0050	0.0760	0.00	0.1214
0.50	0.0244	0.9756	0.0028	0.0607	0.0044	0.0777	0.00	0.1220



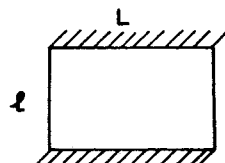
TABLA N° 7. 36



RELACION DE LUCES	COERCIENTE DE REPARTICION DE CARGAS		COEFICIENTES DE MOMENTOS EN EL TRAMO				COERCIENTES DE MOMENTO EN APOYOS	
			POR CARGA PERMA- NENTE		POR CARGA VARIABLE			
ρ/L	pL	$p\ell$	ρL	$\rho\ell$	γL	$\gamma\ell$	λL	$\lambda\ell$
1.00	0.5000	0.5000	0.0269	0.0269	0.0317	0.0317	0.0625	0.0625
0.98	0.4798	0.5202	0.0258	0.0258	0.0304	0.0330	0.0600	0.0650
0.96	0.4593	0.5407	0.0247	0.0291	0.0291	0.0343	0.0574	0.0676
0.94	0.4384	0.5616	0.0237	0.0303	0.0279	0.0357	0.0548	0.0702
0.92	0.4174	0.5826	0.0226	0.0315	0.0266	0.0372	0.0522	0.0728
0.90	0.3962	0.6038	0.0215	0.0327	0.0254	0.0387	0.0495	0.0755
0.88	0.3749	0.6251	0.0204	0.0340	0.0242	0.0403	0.0469	0.0781
0.86	0.3536	0.6464	0.0193	0.0353	0.0229	0.0419	0.0442	0.0808
0.84	0.3324	0.6676	0.0182	0.0366	0.0217	0.0435	0.0415	0.0835
0.82	0.3114	0.6886	0.0171	0.0379	0.0205	0.0454	0.0389	0.0861
0.80	0.2906	0.7094	0.0161	0.0373	0.0193	0.0472	0.0363	0.0887
0.78	0.2702	0.7298	0.0150	0.0406	0.0182	0.0490	0.0338	0.0912
0.76	0.2502	0.7498	0.0140	0.0420	0.0170	0.0509	0.0313	0.0937
0.74	0.2307	0.7693	0.0130	0.0434	0.0159	0.0529	0.0288	0.0962
0.72	0.2118	0.7882	0.0120	0.0448	0.0147	0.0549	0.0265	0.0985
0.70	0.1936	0.8064	0.0111	0.0462	0.0137	0.0569	0.0242	0.1008
0.68	0.1762	0.8238	0.0102	0.0476	0.0126	0.0589	0.0220	0.1030
0.66	0.1595	0.8405	0.0093	0.0489	0.0116	0.0610	0.0199	0.1051
0.64	0.1437	0.8563	0.0084	0.0503	0.0106	0.0630	0.0180	0.1070
0.62	0.1287	0.8713	0.0076	0.0516	0.0096	0.0651	0.0161	0.1089
0.60	0.1147	0.8853	0.0069	0.0529	0.0087	0.0671	0.0143	0.1107
0.58	0.1017	0.8983	0.0061	0.0542	0.0073	0.0691	0.0127	0.1123
0.56	0.0895	0.9105	0.0055	0.0554	0.0070	0.0711	0.0112	0.1138
0.54	0.0784	0.9216	0.0048	0.0566	0.0062	0.0730	0.0098	0.1152
0.52	0.0681	0.9319	0.0042	0.0578	0.0055	0.0749	0.0085	0.1165
0.50	0.0588	0.9412	0.0037	0.0589	0.0048	0.0767	0.0074	0.1176



TABLA N° 7.37

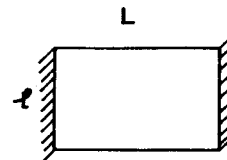


CASO 5

RELACION DE LUCES	COEFICIENTE DE REPARTICION DE CARGAS		COEFICIENTES DE MOMENTOS EN EL TRAMO				COEFICIENTES DE MOMENTO EN APOYOS	
			POR CARGA PERMA- NENTE		POR CARGA VARIABLE			
l/L	p_L	p_l	p_L	p_l	γ_L	γ_l	λ_L	λ_l
1.00	0.1667	0.8333	0.0179	0.0267	0.0272	0.0316	0.00	0.0694
0.98	0.1557	0.8443	0.0168	0.0273	0.0259	0.0326	0.00	0.0703
0.96	0.1452	0.8543	0.0158	0.0278	0.0247	0.0337	0.00	0.0712
0.94	0.1351	0.8649	0.0147	0.0284	0.0234	0.0348	0.00	0.0720
0.92	0.1253	0.8747	0.0137	0.0222	0.0290	0.0359	0.00	0.0729
0.90	0.1160	0.8840	0.0128	0.0295	0.0210	0.0371	0.00	0.0736
0.88	0.1071	0.8929	0.0118	0.0301	0.0199	0.0383	0.00	0.0744
0.86	0.0986	0.9014	0.0110	0.0306	0.0188	0.0396	0.00	0.0751
0.84	0.0906	0.9094	0.0101	0.0312	0.0177	0.0409	0.00	0.0758
0.82	0.0829	0.9171	0.0093	0.0317	0.0166	0.0423	0.00	0.0764
0.80	0.0757	0.9243	0.0085	0.0322	0.0156	0.0437	0.00	0.0770
0.78	0.0689	0.9311	0.0078	0.0327	0.0145	0.0451	0.00	0.0776
0.76	0.0626	0.9374	0.0071	0.0332	0.0135	0.0465	0.00	0.0781
0.74	0.0566	0.9434	0.0065	0.0337	0.0126	0.0480	0.00	0.0786
0.72	0.0510	0.9490	0.0059	0.0342	0.0117	0.0496	0.00	0.0791
0.70	0.0458	0.9542	0.0053	0.0346	0.0108	0.0511	0.00	0.0795
0.68	0.0410	0.9590	0.0047	0.0351	0.0099	0.0527	0.00	0.0799
0.66	0.0366	0.9634	0.0043	0.0355	0.0091	0.0542	0.00	0.0803
0.64	0.0325	0.9675	0.0038	0.0359	0.0082	0.0558	0.00	0.0806
0.62	0.0287	0.9713	0.0034	0.0363	0.0075	0.0574	0.00	0.0809
0.60	0.0253	0.9747	0.0030	0.0367	0.0068	0.0590	0.00	0.0812
0.58	0.0221	0.9779	0.0026	0.0370	0.0061	0.0605	0.00	0.0815
0.56	0.0193	0.9807	0.0023	0.0374	0.00540	0.0621	0.00	0.0817
0.54	0.0167	0.9833	0.0020	0.0377	0.0048	0.0636	0.00	0.0819
0.52	0.0144	0.9856	0.0017	0.0381	0.0042	0.0650	0.00	0.0821
0.50	0.0123	0.9877	0.0015	0.0384	0.0037	0.0665	0.00	0.0823



TABLA N° 7.38

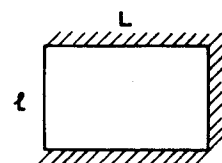


CASO 6

RELACION DE LUCES	COEFICIENTE DE REPARTICION DE CARGAS		COEFICIENTES DE MOMENTOS EN EL TRAMO				COEFICIENTES DE MOMENTO EN APOYOS	
			POR CARGA PERMA- NENTE		POR CARGA VARIABLE			
l/L	p_L	p_l	p_L	p_l	γ_L	γ_l	λ_L	λ_l
1.00	0.8333	0.1667	0.0267	0.0179	0.0316	0.0272	0.0694	0.00
0.98	0.8218	0.1782	0.0261	0.0191	0.0306	0.0285	0.0685	0.00
0.96	0.8094	0.1906	0.0255	0.0203	0.0295	0.0299	0.0674	0.00
0.94	0.7961	0.2039	0.0249	0.0217	0.0285	0.0314	0.0663	0.00
0.92	0.7818	0.2182	0.0242	0.0231	0.0275	0.0330	0.0651	0.00
0.90	0.7664	0.2336	0.0235	0.0246	0.0264	0.0346	0.0638	0.00
0.88	0.7499	0.2501	0.0228	0.0262	0.0254	0.0364	0.0625	0.00
0.86	0.7323	0.2677	0.0221	0.0279	0.0244	0.0383	0.0610	0.00
0.84	0.7134	0.2866	0.0214	0.0298	0.0233	0.0402	0.0594	0.00
0.82	0.6933	0.3067	0.0206	0.0317	0.0223	0.0423	0.0578	0.00
0.80	0.6719	0.3281	0.0198	0.0338	0.0212	0.0445	0.0560	0.00
0.78	0.6492	0.3508	0.0190	0.0360	0.0202	0.0468	0.0541	0.00
0.76	0.6252	0.3748	0.0182	0.0384	0.0191	0.0491	0.0521	0.00
0.74	0.6000	0.4000	0.0174	0.0409	0.0181	0.0516	0.0500	0.00
0.72	0.5733	0.4267	0.0166	0.0435	0.0170	0.0542	0.0478	0.00
0.70	0.5456	0.4544	0.0157	0.0463	0.0160	0.0569	0.0454	0.00
0.68	0.5167	0.4833	0.0148	0.0492	0.0149	0.0597	0.0430	0.00
0.66	0.4868	0.5132	0.0140	0.0522	0.0139	0.0626	0.0406	0.00
0.64	0.4562	0.5438	0.0131	0.0554	0.0129	0.0655	0.0380	0.00
0.62	0.4249	0.5751	0.0123	0.0586	0.0119	0.0686	0.0354	0.00
0.60	0.3932	0.6068	0.0114	0.0620	0.0110	0.0716	0.0328	0.00
0.58	0.3614	0.6386	0.0106	0.0655	0.0100	0.0748	0.0301	0.00
0.56	0.3296	0.6704	0.0097	0.0691	0.0091	0.0779	0.0275	0.00
0.54	0.2983	0.7017	0.0089	0.0727	0.0083	0.0811	0.0249	0.00
0.52	0.2677	0.7323	0.0081	0.0764	0.0074	0.0842	0.0223	0.00
0.50	0.2381	0.7619	0.0073	0.0801	0.0066	0.0873	0.0198	0.00



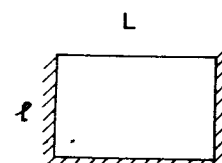
TABLA N° 7.39



CASO ⑦

RELACION DE LUCES	COEFICIENTE DE REPARTICION DE CARGAS		COEFICIENTES DE MOMENTOS EN EL TRAMO				COEFICIENTES DE MOMENTO EN APOYOS	
			POR CARGA PERMANENTE		POR CARGA VARIABLE			
l/L	pL	$p\ell$	ρL	$\rho\ell$	γL	$\gamma\ell$	λL	$\lambda\ell$
1.00	0.3330	0.6667	0.0198	0.0226	0.0281	0.0295	0.0417	0.0555
0.98	0.3156	0.6844	0.0188	0.0233	0.0269	0.0306	0.0395	0.0570
0.96	0.2981	0.7019	0.0178	0.0240	0.0257	0.0318	0.0373	0.0585
0.94	0.2808	0.7192	0.0168	0.0247	0.0245	0.0329	0.0351	0.0599
0.92	0.2637	0.7363	0.0158	0.0254	0.0233	0.0341	0.0330	0.0613
0.90	0.2470	0.7530	0.0149	0.0261	0.0221	0.0354	0.0309	0.0627
0.88	0.2307	0.7693	0.0140	0.0268	0.0209	0.0367	0.0288	0.0641
0.86	0.2148	0.7852	0.0130	0.0275	0.0198	0.0380	0.0268	0.0654
0.84	0.1993	0.8007	0.0122	0.0281	0.0187	0.0394	0.0249	0.0667
0.82	0.1844	0.8156	0.0113	0.0288	0.0176	0.0408	0.0230	0.0679
0.80	0.1700	0.8300	0.0105	0.0295	0.0165	0.0423	0.0212	0.0691
0.78	0.1562	0.8438	0.0099	0.0302	0.0155	0.0438	0.0195	0.0703
0.76	0.1430	0.8570	0.0089	0.0308	0.0144	0.0454	0.0179	0.0714
0.74	0.1304	0.8696	0.0081	0.0315	0.0134	0.0469	0.0163	0.0724
0.72	0.1185	0.8815	0.0074	0.0321	0.0124	0.0485	0.0148	0.0734
0.70	0.1072	0.8928	0.0068	0.0327	0.0115	0.0501	0.0134	0.0744
0.68	0.0966	0.9034	0.0061	0.0333	0.0106	0.0518	0.0121	0.0753
0.66	0.0867	0.9133	0.0055	0.0339	0.0097	0.0534	0.0108	0.0761
0.64	0.0774	0.9226	0.0050	0.0344	0.0088	0.0551	0.0097	0.0769
0.62	0.0688	0.9312	0.0044	0.0350	0.0080	0.0567	0.0086	0.0776
0.60	0.0609	0.9391	0.0039	0.0355	0.0072	0.0584	0.0076	0.0782
0.58	0.0536	0.9464	0.0035	0.0360	0.0065	0.0600	0.0067	0.0788
0.56	0.0469	0.9531	0.0031	0.0364	0.0058	0.0616	0.0059	0.0794
0.54	0.0408	0.9592	0.0027	0.0369	0.0051	0.0631	0.0051	0.0799
0.52	0.0353	0.9647	0.0023	0.0373	0.0045	0.0647	0.0044	0.0804
0.50	0.0303	0.9697	0.0020	0.0377	0.0040	0.0661	0.0038	0.4800

TABLA N° 7.40

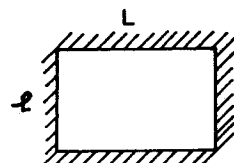


CASO ⑧

RELACION DE LUCES	COEFICIENTE DE REPARTICION DE CARGAS		COEFICIENTES DE MOMENTOS EN EL TRAMO				COEFICIENTES DE MOMENTO EN APOYOS	
			POR CARGA PERMA- NENTE		POR CARGA VARIABLE			
l/L	pL	$p\ell$	ρL	$\rho\ell$	γL	$\gamma\ell$	λL	$\lambda\ell$
1.00	0.6670	0.3330	0.0226	0.0198	0.0295	0.0281	0.0555	0.0417
0.98	0.6485	0.3515	0.0220	0.0208	0.0285	0.0294	0.0540	0.0439
0.96	0.6295	0.3705	0.0213	0.0219	0.0274	0.0307	0.0524	0.0463
0.94	0.6096	0.3904	0.0205	0.0230	0.0263	0.0321	0.0508	0.0488
0.92	0.5889	0.4111	0.0198	0.0242	0.0253	0.0335	0.0491	0.0514
0.90	0.5675	0.4325	0.0191	0.0254	0.0242	0.0351	0.0473	0.0541
0.88	0.5453	0.4547	0.0183	0.0267	0.0231	0.0366	0.0454	0.0568
0.86	0.5224	0.4776	0.0175	0.0280	0.0220	0.0383	0.0435	0.0597
0.84	0.4989	0.5011	0.0167	0.0294	0.0210	0.0400	0.0416	0.0626
0.82	0.4749	0.5251	0.0159	0.0308	0.0199	0.0418	0.0396	0.0656
0.80	0.4503	0.5497	0.0151	0.0323	0.0188	0.0437	0.0375	0.0687
0.78	0.4254	0.5746	0.0143	0.0338	0.0178	0.0456	0.0354	0.0718
0.76	0.4002	0.5998	0.0135	0.0353	0.0167	0.0476	0.0333	0.0750
0.74	0.3749	0.6251	0.0127	0.0369	0.0157	0.0496	0.0312	0.0781
0.72	0.3496	0.6504	0.0118	0.0385	0.0147	0.0517	0.0291	0.0813
0.70	0.3244	0.6756	0.0110	0.0401	0.0136	0.0539	0.0270	0.0844
0.68	0.2995	0.7005	0.0102	0.0418	0.0126	0.0560	0.0250	0.0876
0.66	0.2751	0.7249	0.0095	0.0434	0.0117	0.0582	0.0229	0.0906
0.64	0.2512	0.7488	0.0087	0.0451	0.0107	0.0604	0.0209	0.0936
0.62	0.2281	0.7719	0.0079	0.0467	0.0098	0.0626	0.0190	0.0965
0.60	0.2058	0.7942	0.0072	0.0483	0.0089	0.0648	0.0171	0.0993
0.58	0.1846	0.8154	0.0065	0.0500	0.0080	0.0670	0.0154	0.1019
0.56	0.1644	0.8356	0.0059	0.0515	0.0072	0.0691	0.0137	0.1045
0.54	0.1453	0.8547	0.0052	0.0531	0.0064	0.0712	0.0121	0.1068
0.52	0.1276	0.8724	0.0046	0.0545	0.0057	0.0733	0.0106	0.1091
0.50	0.1111	0.8889	0.0041	0.0560	0.0050	0.0753	0.0093	0.1111



TABLA N° 7. 41

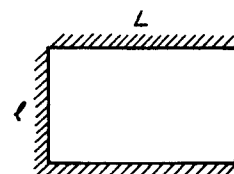


CASO 9

RELACION DE LUCES	COEFICIENTE DE REPARTICION DE CARGAS		COEFICIENTES DE MOMENTOS EN EL TRAMO				COEFICIENTES DE MOMENTO EN APOYOS	
			POR CARGA PERMA- NENTE		POR CARGA VARIABLE			
l/L	pL	$p\ell$	ρL	$\rho\ell$	γL	$\gamma\ell$	λL	$\lambda\ell$
1.00	0.5000	0.5000	0.0180	0.0180	0.0272	0.0272	0.0417	0.0417
0.98	0.4798	0.5202	0.0172	0.0187	0.0261	0.0283	0.0400	0.0433
0.96	0.4593	0.5407	0.0165	0.0194	0.0250	0.0295	0.0383	0.0450
0.94	0.4384	0.5616	0.0158	0.0202	0.0239	0.0307	0.0365	0.0468
0.92	0.4174	0.5826	0.0150	0.0210	0.0229	0.0319	0.0348	0.0485
0.90	0.3962	0.6038	0.0143	0.0218	0.0218	0.0332	0.0330	0.0503
0.88	0.3749	0.6251	0.0135	0.0226	0.0207	0.0346	0.0312	0.0521
0.86	0.3536	0.6464	0.0128	0.0234	0.0197	0.0360	0.0295	0.0538
0.84	0.3324	0.6676	0.0120	0.0242	0.0186	0.0374	0.0277	0.0556
0.82	0.3114	0.6886	0.0113	0.0250	0.0176	0.0389	0.0259	0.0574
0.80	0.2906	0.7094	0.0106	0.0258	0.0166	0.0405	0.0242	0.0591
0.78	0.2702	0.7298	0.0099	0.0267	0.0156	0.0421	0.0225	0.0608
0.76	0.2502	0.7498	0.0092	0.0275	0.0146	0.0437	0.0208	0.0625
0.74	0.2307	0.7693	0.0085	0.0283	0.0136	0.0454	0.0192	0.0641
0.72	0.2118	0.7882	0.0078	0.0291	0.0126	0.0470	0.0176	0.0657
0.70	0.1936	0.8064	0.0072	0.0299	0.0117	0.0483	0.0161	0.0672
0.68	0.1762	0.8238	0.0066	0.0307	0.0108	0.0505	0.0147	0.0686
0.66	0.1595	0.8405	0.0060	0.0315	0.0099	0.0522	0.0133	0.0700
0.64	0.1437	0.8563	0.0054	0.0322	0.0091	0.0540	0.0120	0.0713
0.62	0.1287	0.8713	0.0049	0.0329	0.0082	0.0557	0.0107	0.0726
0.60	0.1147	0.8853	0.0044	0.0336	0.0074	0.0574	0.0096	0.0737
0.58	0.1017	0.8983	0.0039	0.0343	0.0067	0.0592	0.0085	0.0748
0.56	0.0895	0.9105	0.0034	0.0350	0.0060	0.0608	0.0075	0.0758
0.54	0.0784	0.9216	0.0030	0.0356	0.0053	0.0625	0.0065	0.0768
0.52	0.0681	0.9319	0.0026	0.0361	0.0047	0.0641	0.0057	0.0776
0.50	0.0588	0.9412	0.0023	0.0367	0.0041	0.0656	0.0049	0.0784



LOSAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES



DATOS:

$$l = 4.00 \text{ mts.}$$

$$L = 5.00 \text{ mts.}$$

$$w_p = 800 \text{ K/m}^2$$

$$w_v = 200 \text{ K/m}^2$$

$$w_t = 1000 \text{ K/m}^2$$

DETERMINAR:

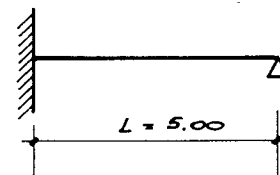
MOMENTOS EN EL TRAMO Y MOMENTOS EN EL APOYO

- 1 - SE CALCULA LA RELACION l/L Y SE IDENTIFICA EL CASO DE CONTINUIDAD DE ACUERDO CON LAS TABLAS

CASO DE CONTINUIDAD 9

- 2 - SE OBTIENEN LOS COEFICIENTES EN LA TABLA 9 PARA EL VALOR DE $l/L = 0.80$ Y SE CALCULAN LOS VALORES DE LOS MOMENTOS SEGUN LAS FORMULAS INDICADAS EN EL TEXTO.

SENTIDO LARGO:

PARA $l/L = 0.80$

$$\lambda L = 0.0268$$

$$M_{\text{apoyo}} = \gamma L \times w_t \times L^2 = 0.0268 \times 1000 \times 5^2 = 670 \text{ K.m.}$$

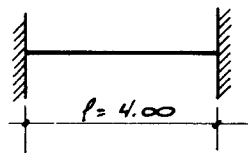
**MOMENTO EN EL TRAMO :**

$$M_{TRAMO} = \rho L \times w_p \times L^2 + \gamma L \times w_v \times L^2$$

$$\rho L = 0.0105$$

$$\gamma L = 0.0165$$

$$M_{TRAMO} = 0.0105 \times 800 \times 3^2 + 0.0165 \times 200 \times 3^2 = 292.5 \text{ K-mt.}$$

SENTIDO CORTO :**MOMENTO EN EL APOYO :**

$$M_{APOYO} = 2 l \times w_t \times l^2 = 0.0634 \times 200 \times 4^2 = 209.28 \text{ K-mt.}$$

$$2l = 0.0634$$

MOMENTO EN EL TRAMO :

$$M_{TRAMO} = \rho l \times w_p \times l^2 + \gamma l \times w_v \times l^2$$

$$\rho l = 0.0295$$

$$\gamma l = 0.0380$$

$$M_{TRAMO} = 0.0295 \times 800 \times 4^2 + 0.0380 \times 200 \times 4^2 = 499.20 \text{ K-mt.}$$

**ASPECTOS GENERALES**

Este tipo de placas se presenta principalmente en el caso de estructuras con voladizos a lo largo de cuyo extremo se presenta un borde libre de la placa.

En las tablas se dan valores para el cálculo de los momentos producidos en diversas secciones por una carga uniformemente repartida.

FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO

Se dan coeficientes para calcular los momentos aplicándose las siguientes expresiones:

Momentos en Tramos:

$$M_x = m_x q \ell_y^2$$

$$M_y = m_y q \ell_y^2$$

Momentos en Apoyos:

$$M_x = m_x q \ell_x^2$$

$$M_y = m_y q \ell_x^2$$

Se consideran cuatro casos de vinculación, a saber:

Caso 1 : Apoyo simple en 3 lados y un borde libre.

Caso 2 : Dos bordes con apoyo simple, un borde empotrado y un borde libre.

Caso 3 : Un borde con apoyo simple, dos bordes empotrados y un borde libre.

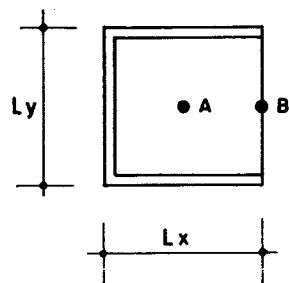
Caso 4 : Tres bordes empotrados y un borde libre.



TABLA N° 7.42

①

CALCULO DE MOMENTOS CARGA UNIFORME



$$M_{AX} = m_{AX} \omega L_y^2$$

$$M_{AY} = m_{AY} \omega L_y^2$$

$$M_{BY} = m_{BY} \omega L_y^2$$

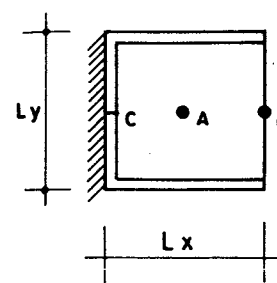
$\frac{L_x}{L_y}$	m_{AX}	m_{AY}	m_{BY}
0.30	0.0082	0.0131	0.0256
0.40	0.0126	0.0220	0.0415
0.50	0.0161	0.0317	0.0575
0.60	0.0184	0.0413	0.0724
0.70	0.0198	0.0505	0.0848
0.80	0.0207	0.0580	0.0922
0.90	0.0202	0.0669	0.1037
1.00	0.0195	0.0735	0.1108
1.20	0.0179	0.0856	0.1201
1.50	0.0142	0.0971	0.1264
2.00	0.0088	0.1101	0.1316



TABLA N° 7.43

②

CALCULO DE MOMENTOS CARGA UNIFORME



$$M_{AX} = m_{AX} \omega L_y^2$$

$$M_{AY} = m_{AY} \omega L_y^2$$

$$M_{BY} = m_{BY} \omega L_y^2$$

$$M_{CX} = m_{CX} \omega L_x^2$$

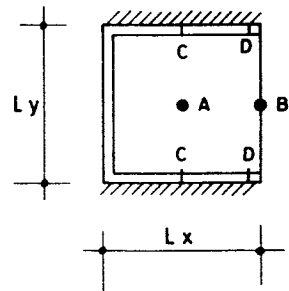
$\frac{L_x}{L_y}$	m_{AX}	m_{AY}	m_{BY}	m_{CX}
0.30	-0.0069	0.0017	0.0056	-0.4308
0.40	-0.0056	0.0056	0.0153	-0.3687
0.50	-0.0031	0.0111	0.0288	-0.3091
0.60	0.0011	0.0182	0.0436	-0.2513
0.70	0.0053	0.0261	0.0594	-0.2066
0.80	0.0090	0.0353	0.0736	-0.1702
0.90	0.0120	0.0436	0.0858	-0.1416
1.00	0.0144	0.0514	0.0955	-0.1182
1.20	0.0171	0.0654	0.1098	-0.0845
1.50	0.0164	0.0825	0.1229	-0.0548
2.00	0.0119	0.1013	0.1308	-0.0312



TABLA N° 7.44

③

CALCULO DE MOMENTOS CARGA UNIFORME



$$M_{AX} = m_{AX} \omega L_y^2$$

$$M_{AY} = m_{AY} \omega L_y^2$$

$$M_{BY} = m_{BY} \omega L_y^2$$

$$M_{CY} = m_{CY} \omega L_x^2$$

$$M_{DY} = m_{DY} \omega L_x^2$$

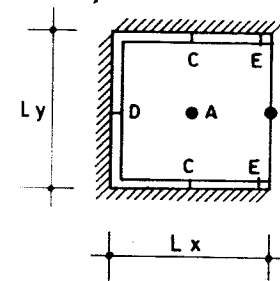
$\frac{L_x}{L_y}$	m_{AX}	m_{AY}	m_{BY}	m_{CY}	m_{DY}
0.30	0.0077	0.0117	0.0230	-0.0693	-0.0693
0.40	0.0090	0.0171	0.0307	-0.0782	-0.0782
0.50	0.0098	0.0217	0.0361	-0.0846	-0.0846
0.60	0.0104	0.0251	0.0403	-0.0852	-0.0852
0.70	0.0103	0.0284	0.0426	-0.0854	-0.0854
0.80	0.0096	0.0315	0.0438	-0.0853	-0.0853
0.90	0.0086	0.0336	0.0442	-0.0850	-0.0850
1.00	0.0073	0.0351	0.0445	-0.0848	-0.0848
1.20	0.0055	0.0378	0.0447	-0.0846	-0.0846
1.50	0.0033	0.0403	0.0449	-0.0845	-0.0845
2.00	0.0011	0.0415	0.0450	-0.0845	-0.0845



TABLA N° 7.45

④

CALCULO DE MOMENTOS CARGA UNIFORME



$$M_{AX} = m_{AX} \omega L_y^2$$

$$M_{AY} = m_{AY} \omega L_y^2$$

$$M_{BY} = m_{BY} \omega L_y^2$$

$$M_{CY} = m_{CY} \omega L_x^2$$

$$M_{DX} = m_{DX} \omega L_x^2$$

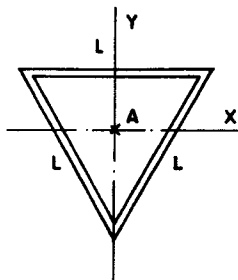
$$M_{EY} = m_{EY} \omega L_x^2$$

$\frac{L_x}{L_y}$	m_{AX}	m_{AY}	m_{BY}	m_{CY}	m_{DX}	m_{EY}
0.30	-0.0048	0.0026	0.0078	-0.0131	-0.3833	-0.0333
0.40	-0.0014	0.0070	0.0173	-0.0242	-0.2783	-0.0545
0.50	0.0015	0.0118	0.0268	-0.0335	-0.2004	-0.0709
0.60	0.0044	0.0170	0.0333	-0.0416	-0.1476	-0.0798
0.70	0.0062	0.0208	0.0384	-0.0493	-0.1106	-0.0837
0.80	0.0076	0.0236	0.0413	-0.0561	-0.0865	-0.0848
0.90	0.0087	0.0257	0.0426	-0.0616	-0.0691	-0.0850
1.00	0.0084	0.0275	0.0435	-0.0664	-0.0559	-0.0851
1.20	0.0077	0.0316	0.0443	-0.0734	-0.0387	-0.0848
1.50	0.0052	0.0362	0.0449	-0.0793	-0.0248	-0.0846
2.00	0.0025	0.0402	0.0450	-0.0830	-0.0139	-0.0845



TABLA N° 7.46

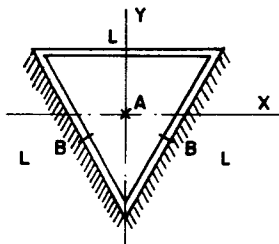
① **CALCULO DE MOMENTOS**
CARGA UNIFORME



$$M_{AX} = 0.0180 w L^2$$

$$M_{AY} = 0.0156 w L^2$$

②

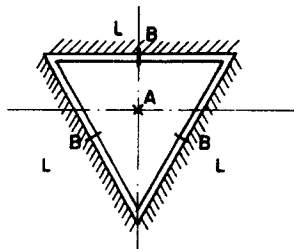


$$M_{AX} = 0.0093 w L^2$$

$$M_{AY} = 0.0098 w L^2$$

$$M_B = -0.0218 w L^2 \text{ (REFUERZO PERPENDICULAR AL BORDE)}$$

③

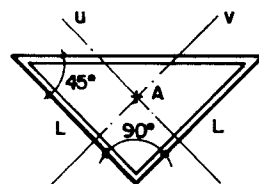


$$M_{AX} = 0.0081 w L^2$$

$$M_{AY} = 0.0078 w L^2$$

$$M_B = -0.0180 w L^2 \text{ (REFUERZO PERPENDICULAR AL BORDE)}$$

④



$$M_{Au} = M_{Av} = 0.0139 w L^2$$

**ASPECTOS GENERALES**

Las placas circulares y anulares se emplean principalmente en estanques, marquesinas, silos, fundaciones de máquinas, etc.. En las páginas siguientes se dan coeficientes numéricos que facilitan el cálculo de las solicitaciones en dichas placas para diversas condiciones de borde y para distintos casos de carga.

Con esos coeficientes dados se pueden calcular los momentos radiales, los momentos tangenciales y las fuerzas cortantes en puntos de la placa indicados en los respectivos gráficos.

HIPOTESIS Y METODOS DE CALCULO

Para la determinación de los coeficientes se ha seguido el método de Worsch y se ha usado un valor de 1/6 para el coeficiente de Poisson. Las expresiones matemáticas requeridas para el cálculo de esos coeficientes se indican en las páginas que siguen a las tablas.

NOTACION

Se emplea la siguiente notación:

R = radio de la losa

$C_1, C_2, C_3, C_4, C_5, C_6$ = coeficientes para el cálculo de las solicitaciones. Sus valores se indican en las páginas correspondientes.

M_R = momento radial

M_T = momento tangencial

V = fuerza cortante

P = carga puntual (kilos). Para el cálculo se ha supuesto que se aplica sobre un área de: $0.10 R$

w = carga repartida

p = carga repartida a lo largo de una circunferencia.



BIBLIOGRAFIA

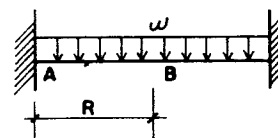
1. "Beton - Kalender 1952".
Ed: Wilhelm Erust und Sohn - Berlín 1952.
2. S. Timoshenko
"Theory of Plates and Shells".
Ed: Mc Graw-Hill Book Company - New York- 1940.
3. Odone Belluzzi
"Scienza Delle Costruzioni".
Ed: Nicola Zanichelli - Bologna - 1952.
4. "Losas Circulares con Carga Excéntrica y Apoyos Centrales Simétricos".
María Magdalena Crespo
Henrique Gómez Escobar
María Cristina Maldonado
UCV - Tesis de Grado
Caracas - 1955 (Multigrafiado).



TABLA N° 7.47

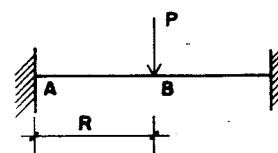
LOSAS CIRCULARES CON BORDE EMPOTRADO

① CARGA UNIFORME



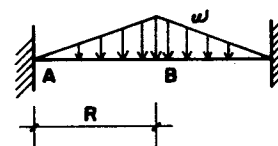
$$\begin{aligned} M_{RA} &= -0,040 \pi w R^2 & M_{RB} &= 0,023 \pi w R^2 \\ M_{TA} &= -0,007 \pi w R^2 & M_{TB} &= 0,023 \pi w R^2 \\ V_A &= 0,159 \pi w R & V_B &= 0 \end{aligned}$$

② CARGA PUNTUAL EN EL CENTRO



$$\begin{aligned} M_{RA} &= -0,080 P & M_{RB} &= 0,278 P \\ M_{TA} &= -0,013 P & M_{TB} &= 0,278 P \\ V_A &= 0,159 P/R & V_B &= 3,183 P/R \end{aligned}$$

③ CARGA TRIANGULAR



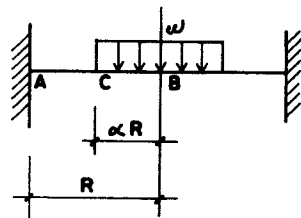
$$\begin{aligned} M_{RA} &= -0,019 \pi w R^2 & M_{RB} &= 0,015 \pi w R^2 \\ M_{TA} &= -0,003 \pi w R^2 & M_{TB} &= 0,015 \pi w R^2 \\ V_A &= 0,053 \pi w R & V_B &= 0 \end{aligned}$$



TABLA N° 7.48

④

CARGA UNIFORME PARCIAL



$$\begin{aligned}
 M_{RA} &= -C_1 w R^2 & M_{RB} &= C_2 w R^2 \\
 M_{TA} &= -C_3 w R^2 & M_{TB} &= C_4 w R^2 \\
 V_A &= C_5 w R & V_B &= 0 & V_C &= C_6 w R
 \end{aligned}$$

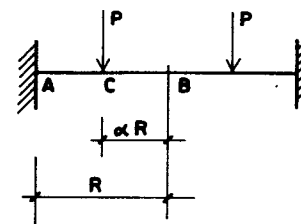
α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C 1	0,0025	0,0090	0,0215	0,0368	0,0547	0,0738	0,0925	0,1088	0,1205
C 2 = C 4	0,0067	0,0189	0,0322	0,0446	0,0551	0,0631	0,0685	0,0715	0,0727
C 3	0,0004	0,0015	0,0036	0,0061	0,0091	0,0123	0,0154	0,0181	0,0201
C 5	0,0050	0,0200	0,0450	0,0800	0,1250	0,1800	0,2450	0,3200	0,4050
C 6	0,0500	0,1000	0,1500	0,2000	0,2500	0,3000	0,3500	0,4000	0,4500



TABLA N° 7.49

⑤

CARGA A LO LARGO DE UNA CIRCUNFERENCIA



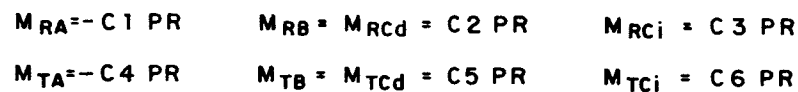
$$\begin{aligned}
 M_{RA} &= -C_1 P R & M_{RB} &= M_{RC} = C_2 P R \\
 M_{TA} &= -C_3 P R & M_{TB} &= M_{TC} = C_4 P R \\
 V_A &= \alpha P & V_B &= 0 & V_C &= P
 \end{aligned}$$

α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C 1	0,0500	0,0960	0,1370	0,1680	0,1880	0,1920	0,1790	0,1440	0,0860
C 2 = C 4	0,1050	0,1320	0,1310	0,1160	0,0930	0,0670	0,0310	0,0200	0,0050
C 3	0,0830	0,0800	0,0760	0,0700	0,0630	0,0530	0,0430	0,0300	0,0160



TABLA N° 7.50

⑥ MOMENTOS CIRCUNFERENCIALES



α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C 1	0,0100	0,0400	0,0900	0,1600	0,2500	0,3600	0,4900	0,6400	0,8100
C 2 = C 5	0,5810	0,5600	0,5310	0,4900	0,4380	0,3730	0,2980	0,2100	0,1110
C 3	0,4230	0,4400	0,4690	0,5100	0,5630	0,6270	0,7030	0,7900	0,8890
C 4	0,0010	0,0070	0,0150	0,0270	0,0420	0,0600	0,0820	0,1070	0,1350
C 6	-0,4110	-0,3930	-0,3640	-0,3230	-0,2710	-0,2070	-0,1310	-0,0430	0,0360



COEFICIENTES C

NOTA: EN LOS CALCULOS DE C
SE HA TOMADO PARA LA
RELACION DE POISSON
EL VALOR : $\mu = 1/6$

CASO ④

$$C_1 = -\frac{\alpha^2}{8}(\alpha^2 - 2)$$

$$C_2 = C_4 = -\frac{7}{96} \alpha^2 (\alpha^2 - 4 \ln. \alpha)$$

$$C_3 = \frac{\alpha^2}{48} (\alpha^2 - 2)$$

$$C_5 = \frac{\alpha^2}{2} \quad C_6 = \frac{\alpha}{2}$$

CASO (5)

$$C1 = \frac{\alpha}{2} (1 - \alpha^2)$$

$$C_2 = C_4 = -\frac{7}{24} \alpha (1 - \alpha^2 + 2 \ln. \alpha).$$

$$C3 = \frac{1 - \alpha^2}{12}$$

CASO ⑥

$$C_1 = \alpha^2$$

$$C_2 = C_5 = \frac{7}{12} (1 - \alpha^2)$$

$$C_3 = \frac{7\alpha^2 + 5}{12}$$

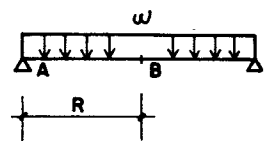
$$C_4 = \frac{\alpha^2}{6}$$

$$C_6 = \frac{7\alpha^2 - 5}{12}$$



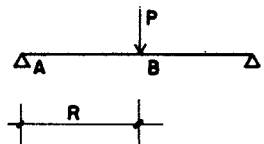
TABLA N° 7.51

7 LOSAS CIRCULARES CON BORDE SIMPLEMENTE APOYADO
CARGA UNIFORME



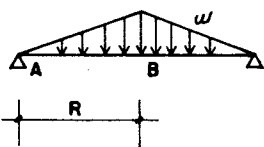
$$\begin{aligned} M_{RA} &= 0 & M_{RB} &= 0,063\pi w R^2 \\ M_{TA} &= 0,033\pi w R^2 & M_{TB} &= 0,063\pi w R^2 \\ V_A &= 0,159\pi w R & V_B &= 0 \end{aligned}$$

8 CARGA PUNTUAL EN EL CENTRO



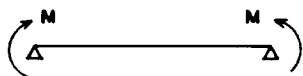
$$\begin{aligned} M_{RA} &= 0 & M_{RB} &= 0,358 P \\ M_{TA} &= 0,066 P & M_{TB} &= 0,358 P \\ V_A &= 0,159 P/R & V_B &= 3,183 P/R \end{aligned}$$

9 CARGA TRIANGULAR



$$\begin{aligned} M_{RA} &= 0 & M_{RB} &= 0,034\pi w R^2 \\ M_{TA} &= 0,015\pi w R^2 & M_{TB} &= 0,034\pi w R^2 \\ V_A &= 0,053\pi w R & V_B &= 0 \end{aligned}$$

10 MOMENTO APLICADO EN APOYOS



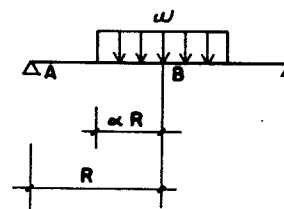
$$M_R = M_T = M$$

EN TODA LA LOSA



TABLA N° 7.52

11 CARGA UNIFORME PARCIAL



$$\begin{aligned} M_{RA} &= 0 & M_{RB} &= C_1 w R^2 \\ M_{TA} &= C_2 w R^2 & M_{TB} &= C_3 w R^2 \\ V_A &= C_4 w R & V_B &= 0 & V_C &= C_5 w R \end{aligned}$$

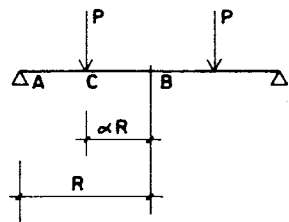
α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
$C_1 = C_3$	0,0092	0,0287	0,0537	0,0814	0,1098	0,1369	0,1610	0,1803	0,1932
C_2	0,0021	0,0082	0,0179	0,0307	0,0456	0,0615	0,0771	0,0907	0,1004
C_4	0,0050	0,0200	0,0450	0,0800	0,1250	0,1800	0,2450	0,3200	0,4050
C_5	0,0500	0,1000	0,1500	0,2000	0,2500	0,3000	0,3500	0,4000	0,4500



TABLA N° 7.53

12

CARGA A LO LARGO DE UNA CIRCUNFERENCIA



$$M_{RA} = 0 \quad M_{RB} = M_{RC} = C1 PR$$

$$M_{TA} = C2 PR \quad M_{TB} = M_{TC} = C3 PR$$

$$V_A = P \quad V_B = 0 \quad V_C = P$$

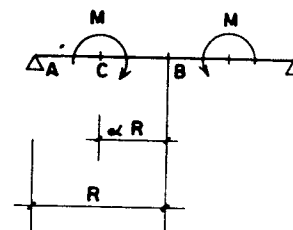
α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C1 = C3	0,1549	0,2278	0,2676	0,2838	0,2800	0,2588	0,2200	0,1641	0,0909
C2	0,4130	0,4000	0,3790	0,3500	0,3130	0,2670	0,2130	0,1500	0,0790



TABLA N° 7.54

13

MOMENTOS A LO LARGO DE UNA CIRCUNFERENCIA



$$M_{RA} = 0 \quad M_{RB} = M_{RCd} = C1 M \quad M_{RCi} = -C2 M$$

$$M_{TA} = C3 M \quad M_{TB} = M_{TCd} = C4 M \quad M_{TCi} = C5 M$$

$$V_A = 0 \quad V_B = 0 \quad V_C = 0$$

α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C1 = C4	0,5875	0,6000	0,6200	0,6500	0,6875	0,7333	0,7875	0,8500	0,9200
C2	0,4125	0,4000	0,3792	0,3500	0,3125	0,2667	0,2125	0,1500	0,0792
C3	0,0083	0,0333	0,0750	0,1333	0,2083	0,3000	0,4083	0,5333	0,6750
C5	0,4208	0,4333	0,4542	0,4833	0,5208	0,5667	0,6208	0,6833	0,7542



CASO ⑪

$$C_1 = C_3 = \frac{\alpha^2}{96} (24 - 5\alpha^2 - 28 \ln. \alpha)$$

$$C_2 = \frac{10}{96} \alpha^2 (2 - \alpha^2)$$

$$C_4 = \frac{\alpha^2}{2} \quad C_5 = \frac{\alpha}{2}$$

CASO ⑫

$$C_1 = C_3 = \frac{\alpha}{24} [5(1 - \alpha^2) - 14 \ln. \alpha]$$

$$C_2 = \frac{5}{12} (1 - \alpha^2)$$

CASO ⑬

$$C_1 = C_4 = \frac{7 + 5\alpha^2}{12}$$

$$C_2 = \frac{5}{12} (1 - \alpha^2)$$

$$C_3 = \frac{5}{6} \alpha^2 \quad C_5 = \frac{5}{12} (\alpha^2 + 1)$$

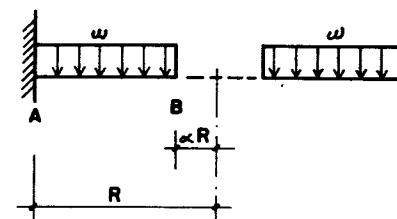


TABLA N° 7.55

⑭

LOSAS ANULARES CON BORDE EXTERNO EMPOTRADO

CARGA UNIFORME



$$M_{RA} = -C_1 w R^2$$

$$M_{RB} = 0$$

$$M_{TA} = -C_2 w R^2$$

$$M_{TB} = C_3 w R^2$$

$$V_A = C_4 w R$$

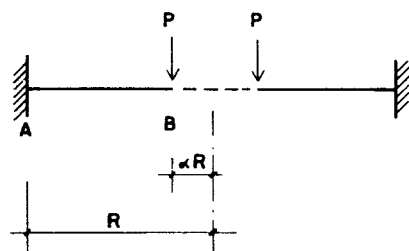
$$V_B = 0$$

α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C 1	0,1241	0,1201	0,1113	0,0971	0,0782	-0,0568	0,0356	0,0173	0,0047
C 2	0,0207	0,0200	0,0186	0,0162	0,0130	0,0095	0,0059	0,0029	0,0008
C 3	0,1306	0,1023	0,0723	0,0462	0,0264	0,0131	0,0053	0,0015	0,0002
C 4	0,4950	0,4800	0,4550	0,4200	0,3750	0,3200	0,2550	0,1800	0,0950



TABLA N° 7.56

15 CARGA REPARTIDA A LO LARGO DE UNA CIRCUNFERENCIA _



$$M_{RA} = -C_1 P R^2$$

$$M_{RB} = 0$$

$$M_{TA} = -C_2 P R^2$$

$$M_{TB} = C_3 P R^2$$

$$V_A = \alpha P$$

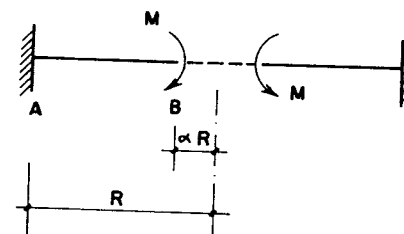
$$V_B = P$$

α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C 1	0,0500	0,1100	0,1600	0,2000	0,2300	0,2300	0,2100	0,1600	0,0900
C 2	0,0100	0,0200	0,0300	0,0300	0,0400	0,0400	0,0300	0,0300	0,0200
C 3	0,2100	0,2500	0,2300	0,1900	0,1400	0,0900	0,0300	0,0200	0,0100



TABLA N° 7.57

16 MOMENTO APLICADO _



$$M_{RA} = -C_1 M$$

$$M_{RB} = -M$$

$$M_{TA} = C_2 M$$

$$M_{TB} = C_3 M$$

α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C 1	0,0237	0,0909	0,1918	0,3137	0,4444	0,5745	0,6975	0,8100	0,9110
C 2	0,0039	0,0152	0,0320	0,0523	0,0741	0,0957	0,1163	0,1350	0,1518
C 3	-0,9724	-0,8939	-0,7762	-0,6340	-0,4815	-0,3298	-0,1862	-0,0549	0,0628

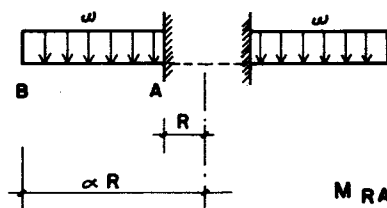


TABLA N° 7.58

LOSAS ANULARES CON BORDE INTERNO EMPOTRADO

17

CARGA UNIFORME



$$M_{RA} = -C_1 w R^2 \quad M_{RB} = 0$$

$$M_{TA} = -C_2 w R^2 \quad M_{TB} = -C_3 w R^2$$

$$V_A = C_4 w R \quad V_B = 0$$

α	3,00	2,90	2,80	2,70	2,60	2,50	2,40	2,30	2,20	2,10
C 1	3,3155	2,9564	2,6202	2,3065	2,0149	1,7452	1,4969	1,2697	1,0632	0,8769
C 2	0,5526	0,4927	0,4367	0,3844	0,3358	0,2909	0,2495	0,2116	0,1772	0,1461
C 3	0,4337	0,3871	0,3431	0,3017	0,2629	0,2267	0,1932	0,1624	0,1343	0,1090
C 4	4,0000	3,7050	3,4200	3,1450	2,8800	2,6250	2,3800	2,1450	1,9200	1,7050

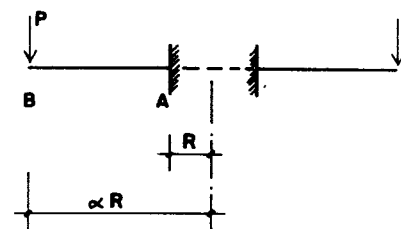
α	2,00	1,90	1,80	1,70	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,10
C 1	0,7103	0,5631	0,4347	0,3244	0,2318	0,1561	0,0965	0,0523	0,0220	0,0053
C 2	0,1184	0,0939	0,0724	0,0541	0,0386	0,0260	0,0161	0,0087	0,0037	0,0009
C 3	0,0864	0,0666	0,0495	0,0352	0,0236	0,0145	0,0079	0,0036	0,0011	0,0002
C 4	1,5000	1,3050	1,1200	0,9450	0,7800	0,6250	0,4800	0,3450	0,2200	0,1050



TABLA N° 7.59

18

CARGA REPARTIDA A LO LARGO DE LA CIRCUNFERENCIA DE BORDE



$$M_{RA} = -C_1 P R^2 \quad M_{RB} = 0$$

$$M_{TA} = -C_2 P R^2 \quad M_{TB} = -C_3 P R^2$$

$$V_A = \alpha P \quad V_B = P$$

α	3,00	2,90	2,80	2,70	2,60	2,50	2,40	2,30	2,20	2,10
C 1	3,9400	3,6900	3,4400	3,2000	2,9600	2,7300	2,5000	2,2700	2,0500	1,8400
C 2	0,6600	0,6100	0,5700	0,5300	0,4900	0,4500	0,4200	0,3800	0,3400	0,3100
C 3	0,7500	0,7000	0,6500	0,6000	0,5600	0,5100	0,4600	0,4200	0,3700	0,3300

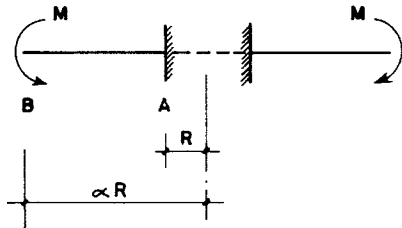
α	2,00	1,90	1,80	1,70	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,10
C 1	1,6300	1,4300	1,2300	1,0400	0,8600	0,6900	0,5200	0,3700	0,2300	0,1100
C 2	0,2700	0,2400	0,2100	0,1700	0,1400	0,1100	0,0900	0,0600	0,0400	0,0200
C 3	0,2900	0,2400	0,2000	0,1600	0,1300	0,0900	0,0600	0,0400	0,0200	0,0100



TABLA N° 7.60

19

MOMENTO APLICADO EN EL EXTREMO LIBRE _



$$M_{RA} = -C_1 M$$

$$M_{RB} = -M$$

$$M_{TA} = -C_2 M$$

$$M_{TB} = -C_3 M$$

α	3,00	2,90	2,80	2,70	2,60	2,50	2,40	2,30	2,20	2,10
C 1	1,5882	1,5801	1,5711	1,5613	1,5505	1,5385	1,5252	1,5103	1,4938	1,4753
C 2	0,2647	0,2633	0,2619	0,2602	0,2584	0,2564	0,2542	0,2517	0,2490	0,2459
C 3	0,8529	0,8434	0,8330	0,8215	0,8089	0,7949	0,7793	0,7621	0,7428	0,7212

α	2,00	1,90	1,80	1,70	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,10
C 1	1,4545	1,4311	1,4046	1,3746	1,3403	1,3012	1,2564	1,2050	1,1459	1,0780
C 2	0,2424	0,2385	0,2341	0,2291	0,2234	0,2169	0,2094	0,2008	0,1910	0,1797
C 3	0,6970	0,6696	0,6387	0,6036	0,5637	0,5181	0,4658	0,4058	0,3369	0,2576

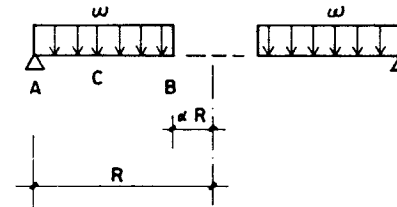


TABLA N° 7.61

LOSAS ANULARES CON BORDE EXTERNO
SIMPLEMENTE APOYADO _

20

CARGA UNIFORME _



$$M_{RA} = 0$$

$$M_{RB} = 0$$

$$M_{RC} = C_1 w R^2$$

$$M_{TA} = C_2 w R^2$$

$$M_{TB} = C_3 w R^2$$

$$V_A = C_4 w R$$

$$V_B = 0$$

α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C 1	0,1319	0,1080	0,0829	0,0598	0,0402	0,0247	0,0133	0,0056	0,0013
C 2	0,1059	0,1101	0,1148	0,1179	0,1173	0,1113	0,0981	0,0761	0,0438
C 3	0,3812	0,3525	0,3170	0,2774	0,2350	0,1907	0,1449	0,0978	0,0494
C 4	0,4950	0,4800	0,4550	0,4200	0,3750	0,3200	0,2550	0,1800	0,0950



CASO ⑭

$$k_1 = \alpha^2 \frac{5\alpha^2 + 7 + 28\alpha^2 \ln. \alpha}{5 + 7\alpha^2}$$

$$C_1 = \frac{1}{8} (1 + k_1 - 2\alpha^2)$$

$$C_2 = \frac{1}{48} (1 + k_1 - 2\alpha^2)$$

$$C_3 = \frac{1}{96} \left[7(1 - k_1) - 5\alpha^2 + \frac{5k_1}{\alpha^2} + 28\alpha^2 \ln. \alpha \right]$$

$$C_4 = \frac{1}{2} (1 - \alpha^2)$$

CASOS ⑮ y ⑯

$$k = \alpha^2 \left(\frac{6 + 7 \ln. \alpha}{5 + 7\alpha^2} \right)$$

$$C_1 = \frac{\alpha}{2} (2k_3 - 1) \quad C_2 = \frac{\alpha}{12} (2k_3 - 1)$$

$$C_3 = \frac{\alpha}{12} \left[k_3 \left(7 - \frac{5}{\alpha^2} \right) - 7 \ln. \alpha - 1 \right]$$

CASOS ⑯ y ⑰

$$k_5 = \frac{6\alpha^2}{5 + 7\alpha^2}$$

$$C_1 = 2k_5 \quad C_2 = \frac{1}{3} k_5$$

$$C_3 = \frac{k_5}{6} \left(7 - \frac{5}{\alpha^2} \right)$$



CASO ⑰

$$k_1 = \alpha^2 \left(\frac{5\alpha^2 + 7 + 28\alpha^2 \ln. \alpha}{5 + 7\alpha^2} \right)$$

$$C_1 = \frac{1}{8} (1 + k_1 - 2\alpha^2)$$

$$C_2 = \frac{1}{48} (1 + k_1 - 2\alpha^2)$$

$$C_3 = \frac{1}{96} \left[5\alpha^2 - 7(1 - k_1) - \frac{5k_1}{\alpha^2} - 28\alpha^2 \ln. \alpha \right]$$

$$C_4 = \frac{1}{2} (\alpha^2 - 1)$$

CASO ⑳

$$k_2 = \frac{\alpha^2}{6} \left(19 + \frac{28\alpha^2}{1 - \alpha^2} \ln. \alpha \right) \quad \beta = \frac{1}{2} (\alpha + 1)$$

$$C_1 = \frac{1}{96} \left[19(1 - \beta^2) + 6k_2 \left(1 - \frac{1}{\beta^2} \right) + 28\alpha^2 \ln. \beta \right]$$

$$C_2 = \frac{1}{8} \left[\frac{5}{6} (1 - 2\alpha^2) + k_2 \right]$$

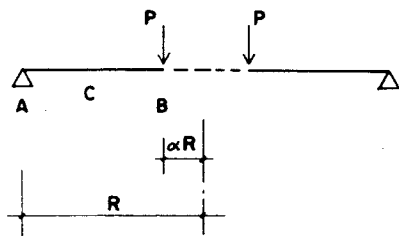
$$C_3 = \frac{1}{96} \left[19 - 29\alpha^2 + 6k_2 \left(1 + \frac{1}{\alpha^2} \right) + 28\alpha^2 \ln. \alpha \right]$$

$$C_4 = \frac{1}{2} (1 - \alpha^2)$$



TABLA N° 7.62

- 21 CARGA REPARTIDA A LO LARGO DE UNA CIRCUNFERENCIA _



$$M_{RA} = 0$$

$$M_{TA} = C_2 P R^2$$

$$V_A = \alpha P$$

$$M_{RB} = 0$$

$$M_{TB} = C_3 P R^2$$

$$V_B = P$$

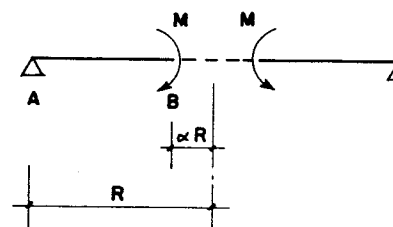
$$M_{RC} = C_1 P R^2$$

α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C 1	0,0317	0,0457	0,0469	0,0408	0,0315	0,0215	0,0126	0,0057	0,0015
C 2	0,0440	0,0990	0,1667	0,2481	0,3431	0,4511	0,5715	0,7036	0,8466
C 3	0,3130	0,4745	0,5881	0,6757	0,7474	0,8087	0,8628	0,9119	0,9573



TABLA N° 7.63

- 22 MOMENTO APLICADO EN EL EXTREMO LIBRE _



$$M_{RA} = 0$$

$$M_{TA} = C_1 M$$

$$M_{RB} = -M$$

$$M_{TB} = C_2 M$$

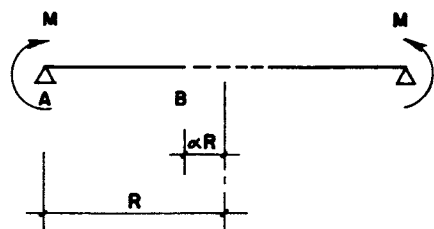
α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C 1	0,0202	0,0833	0,1978	0,3810	0,6667	1,1250	1,9216	3,5556	8,5263
C 2	1,0202	1,0833	1,1978	1,3810	1,6667	2,1250	2,9216	4,5556	9,5263



TABLA N° 7.64

(23)

MOMENTO APLICADO EN EL APOYO _



$$M_{RA} = M$$

$$M_{RB} = 0$$

$$M_{TA} = C_1 M$$

$$M_{TB} = C_2 M$$

α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C 1	1,0200	1,0830	1,1980	1,3810	1,6670	2,1250	2,9220	4,5560	9,5260
C 2	2,0200	2,0830	2,1980	2,3810	2,6670	3,1250	3,9220	5,5560	10,5260

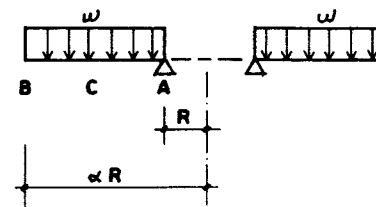


TABLA N° 7.65

LOSAS ANULARES CON BORDE INTERNO
SIMPLEMENTE APOYADO _

(24)

CARGA UNIFORME _



$$M_{RA} = 0$$

$$M_{RB} = 0$$

$$M_{RC} = C_1 w R^2$$

$$M_{TA} = -C_2 w R^2$$

$$M_{TB} = -C_3 w R^2$$

$$V_A = C_4 w R$$

$$V_B = 0$$

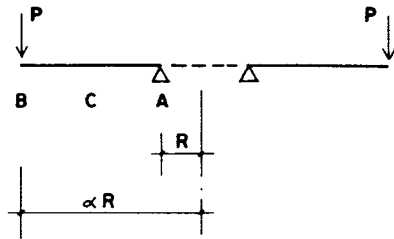
α	3,00	2,90	2,80	2,70	2,60	2,50	2,40	2,30	2,20	2,10
C 1	0,1284	0,1256	0,1219	0,1173	0,1120	0,1058	0,0990	0,0916	0,0836	0,0752
C 2	4,6970	4,2471	3,8230	3,4243	3,0504	2,7009	2,3754	2,0733	1,7941	1,5373
C 3	1,2626	1,1851	1,1093	1,0351	0,9625	0,8915	0,8221	0,7543	0,6880	0,6233
C 4	4,0000	3,7050	3,4200	3,1450	2,8800	2,6250	2,3800	2,1450	1,9200	1,7050

α	2,00	1,90	1,80	1,70	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,10
C 1	0,0884	0,0575	0,0485	0,0397	0,0311	0,0230	0,0157	0,0094	0,0044	0,0012
C 2	1,3023	1,0885	0,8952	0,7218	0,5676	0,4319	0,3138	0,2125	0,1271	0,0586
C 3	0,5599	0,4981	0,4376	0,3785	0,3208	0,2643	0,2091	0,1551	0,1022	0,0506
C 4	1,5000	1,3050	1,1200	0,9450	0,7800	0,6250	0,4800	0,3450	0,2200	0,1050



TABLA N° 7.66

- (25) CARGA REPARTIDA A LO LARGO DE LA CIRCUNFERENCIA DE BORDE _



$$\begin{aligned} M_{RA} &= 0 & M_{RB} &= 0 & M_{RC} &= -C_1 P R \\ M_{TA} &= -C_2 P R & M_{TB} &= -C_3 P R \\ V_A &= \alpha P & V_B &= P \end{aligned}$$

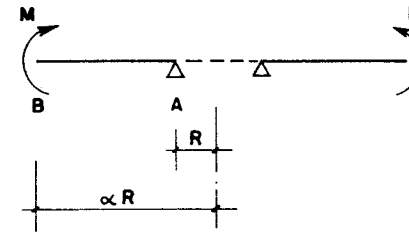
α	3,00	2,90	2,80	2,70	2,60	2,50	2,40	2,30	2,20	2,10
C 1	0,4092	0,3769	0,3453	0,3144	0,2844	0,2532	0,2271	0,2000	0,1740	0,1493
C 2	5,5758	5,2967	5,0218	4,7512	4,4849	4,2232	3,9663	3,7143	3,4674	3,2258
C 3	1,7306	1,6945	1,6584	1,6224	1,5865	1,5507	1,5150	1,4793	1,4437	1,4081

α	2,00	1,90	1,80	1,70	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,10
C 1	0,1260	0,1041	0,0839	0,0655	0,0490	0,0346	0,0225	0,0128	0,0058	0,0015
C 2	2,9898	2,7596	2,5354	2,3176	2,1064	1,9022	1,7054	1,5163	1,3354	1,1631
C 3	1,3724	1,3368	1,3010	1,2652	1,2291	1,1927	1,1558	1,1184	1,0801	1,0408



TABLA N° 7.67

- (26) MOMENTO APLICADO EN EL BORDE LIBRE _



$$\begin{aligned} M_{RA} &= 0 & M_{RB} &= M \\ M_{TA} &= -C_1 M & M_{TB} &= -C_2 M \end{aligned}$$

	3,00	2,90	2,80	2,70	2,60	2,50	2,40	2,30	2,20	2,10
C 1	2,2500	2,2700	2,2924	2,3180	2,3472	2,3810	2,4202	2,4662	2,5208	2,5865
C 2	1,2500	1,2700	1,2924	1,3180	1,3472	1,3810	1,4202	1,4662	1,5208	1,5865

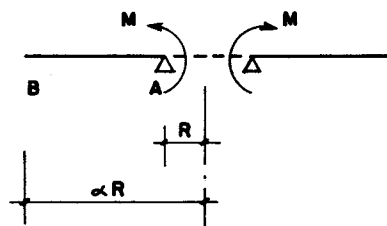
	2,00	1,90	1,80	1,70	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,10
C 1	2,6667	2,7663	2,8929	3,0582	3,2821	3,6000	4,0833	4,8986	6,5455	11,5238
C 2	1,6667	1,7663	1,8929	2,0582	2,2821	2,6000	3,0833	3,8986	5,5455	10,5238



TABLA N° 7.68

(27)

MOMENTO APLICADO EN EL APOYO _



$$M_{RA} = 1$$

$$M_{RB} = 0$$

$$M_{TA} = -C_1 M$$

$$M_{TB} = -C_2 M$$

α	3,00	2,90	2,80	2,70	2,60	2,50	2,40	2,30	2,20	2,10
C 1	1,2500	1,2699	1,2924	1,3180	1,3472	1,3810	1,4202	1,4662	1,5208	1,5865
C 2	0,2500	0,2699	0,2924	0,3180	0,3472	0,3810	0,4202	0,4662	0,5208	0,5865

α	2,00	1,90	1,80	1,70	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,10
C 1	1,6667	1,7663	1,8929	2,0582	2,2821	2,6000	3,0833	3,8986	5,5455	10,5238
C 2	0,6667	0,7663	0,8929	1,0582	1,2821	1,6000	2,0833	2,8986	4,5455	9,5238



CASOS (21) y (25)

$$k_4 = \frac{7}{6} \frac{\alpha^2}{1 - \alpha^2} \ln. \alpha \quad \beta = \frac{1}{2} (\alpha + 1)$$

$$C_1 = \frac{\alpha}{2} \left[k_4 \left(\frac{1}{\beta^2} - 1 \right) - \frac{7}{6} \ln. \beta \right]$$

$$C_2 = \frac{\alpha}{12} (5 - 12 k_4)$$

$$C_3 = \frac{\alpha}{12} \left[5 - 6 k_4 \left(\frac{1}{\alpha^2} + 1 \right) - 7 \ln. \alpha \right]$$

CASO (22)

$$k_6 = \frac{\alpha^2}{1 - \alpha^2}$$

$$C_1 = 2 k_6 \quad C_2 = k_6 \left(1 + \frac{1}{\alpha^2} \right)$$

CASO (23)

$$k_7 = \frac{1}{1 - \alpha^2}$$

$$C_1 = \alpha^2 k_7 \left(1 + \frac{1}{\alpha^2} \right) \quad C_2 = 2 k_7$$



CASO (24)

$$k_2 = \frac{\alpha^2}{6} \left(19 + \frac{28\alpha^2}{1-\alpha^2} \ln \alpha \right) \quad \beta = \frac{1}{2} (\alpha + 1)$$

$$C_1 = \frac{1}{96} \left[19(1-\beta^2) + 6k_2 \left(1 - \frac{1}{\beta^2} \right) + 28\alpha^2 \ln \beta \right]$$

$$C_2 = \frac{1}{8} \left[\frac{5}{6} (2\alpha^2 - 1) - k_2 \right]$$

$$C_3 = \frac{1}{96} \left[29\alpha^2 - 19 - 6k_2 \left(1 + \frac{1}{\alpha^2} \right) + 28\alpha^2 \ln \alpha \right]$$

$$C_4 = \frac{1}{2} (\alpha^2 - 1)$$

CASO (26)

$$k_6 = \frac{\alpha^2}{\alpha^2 - 1}$$

$$C_1 = 2k_6 \quad C_2 = k_6 \left(1 + \frac{1}{\alpha^2} \right)$$

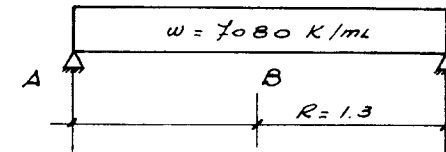
CASO (27)

$$k_7 = \frac{1}{\alpha^2 - 1}$$

$$C_1 = \alpha^2 k_7 \left(1 + \frac{1}{\alpha^2} \right) \quad C_2 = 2k_7$$

LOSAS CIRCULARES

CALCULAR LOS MOMENTOS Y CORTES EN LA
LOSA CIRCULAR QUE SE MUESTRA



CORRESPONDE EN LAS TABLAS AL N° 7

DATOS:

$$w = 7080 \text{ K/ml}$$

$$R = 1.30 \text{ mts.}$$

$$A \left\{ \begin{array}{l} \text{MOMENTO RADIAL EN A} = 0 \\ \text{MOMENTO TANGENCIAL EN A} = 0.033 \pi w R^2 \\ M_{TA} = 1240 \text{ K-mt.} \end{array} \right.$$

$$B \left\{ \begin{array}{l} \text{MOMENTO RADIAL EN B} = 0.063 \pi w R^2 \\ M_{RB} = 2368 \text{ K-mt.} \\ \text{MOMENTO TANGENCIAL EN B} = 0.063 \pi w R^2 \\ M_{TB} = 2368 \text{ K-mt.} \end{array} \right.$$

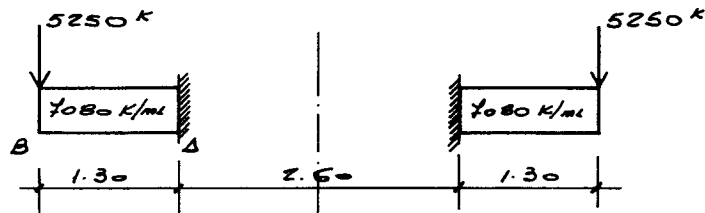
$$\text{FUERZA CORTANTE EN A} = 0.159 \pi w R$$

$$V_A = 0.159 \times 3.1416 \times 7080 \times 1.3$$

$$V_A = 4598 \text{ Kgs.}$$

**LOSAS ANULARES**

CALCULAR LOS MOMENTOS Y CORTES EN LA LOSA ANULAR QUE SE MUESTRA

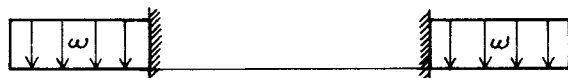


1- SE DESCOMPONE EL CALCULO EN DOS CASOS

a) UNA LOSA ANULAR EMPOTRADA CON CARGA REPARTIDA A LO LARGO DE LA CIRCUNFERENCIA DE BORDE

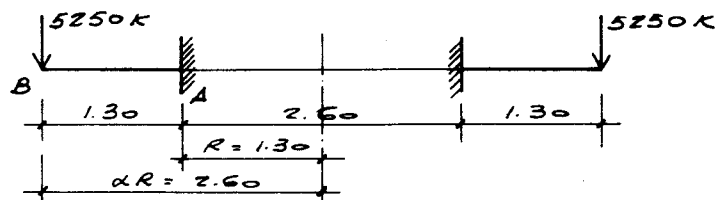


b) UNA LOSA ANULAR EMPOTRADA CON CARGA REPARTIDA UNIFORMEMENTE.



CASO a)

ESTE CASO CORRESPONDE EN LAS TABLAS AL N° 18



DATOS :

$$P = 5250 \text{ K}$$

$$R = 1.3 \text{ mts.}$$

$$\alpha R = 2.6 \text{ mts.}$$

$$\alpha = 2.0$$

SE SACA DE LAS TABLAS LOS VALORES DE LOS COEFICIENTES PARA $\alpha = 2.0$

$$C_1 = 1.63$$

$$C_2 = 0.27$$

$$C_3 = 0.29$$

Y SE OBTIENEN LOS VALORES DE LOS MOMENTOS Y CORTES

$$A \left\{ \begin{array}{l} \text{MOMENTO RADIAL EN A} = -C_1 \times P \times R^2 \\ M_{RA} = -1.63 \times 5250 \times 1.3^2 = -14462 \text{ K.mt.} \\ \text{MOMENTO TANGENCIAL EN A} = -C_2 \times P \times R^2 \\ M_{TA} = -0.27 \times 5250 \times 1.3^2 = -2395 \text{ K.mt.} \end{array} \right.$$

$$B \left\{ \begin{array}{l} \text{MOMENTO RADIAL EN B} = 0 \\ \text{MOMENTO TANGENCIAL EN B} = -C_3 \times P \times R^2 \\ M_{TB} = -0.29 \times 5250 \times 1.3^2 = -2579 \text{ K.mt.} \end{array} \right.$$

$$\text{FUERZA CORTANTE EN A} = \alpha P$$

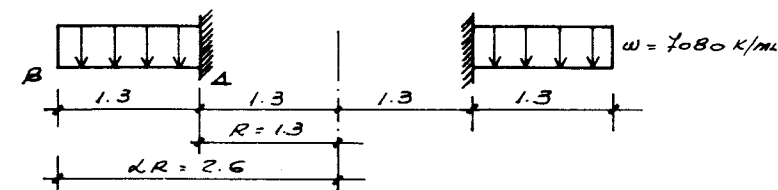
$$V_A = 2.0 \times 5250 \text{ K} = 10500 \text{ K}$$

$$\text{FUERZA CORTANTE EN B} = P$$

$$V_B = 5250 \text{ K}$$

CASO b)

CORRESPONDE EN LAS TABLAS AL N° 17





DATOS:

$$w = 7080 \text{ K/ml} \quad R = 1.3 \text{ mts.}$$

$$L R = 2.6 \text{ mts.} \quad \alpha = 2.0$$

SE SACA DE LAS TABLAS LOS VALORES DE LOS COEFICIENTES PARA $\alpha = 2.0$

$$C_1 = 0.7103$$

$$C_2 = 0.1184$$

$$C_3 = 0.0864$$

$$C_4 = 1.5$$

Y SE OBTIENEN LOS VALORES DE LOS MOMENTOS Y CORTES

$$A \left\{ \begin{array}{l} \text{MOMENTO RADIAL EN A} = -C_1 \times w \times R^2 \\ M_{RA} = -0.7103 \times 7080 \times 1.3^2 = -8499 \text{ K-mt.} \\ \text{MOMENTO TANGENCIAL EN A} = -C_2 \times w \times R^2 \\ M_{TA} = -0.1184 \times 7080 \times 1.3^2 = -1416 \text{ K-mt.} \end{array} \right.$$

$$B \left\{ \begin{array}{l} \text{MOMENTO RADIAL EN B} = 0 \\ \text{MOMENTO TANGENCIAL EN B} = -C_3 \times w \times R^2 \\ M_{TB} = -0.0864 \times 7080 \times 1.3^2 = -1034 \text{ K-mt.} \end{array} \right.$$

$$\text{FUERZA CORTANTE EN A} = C_4 \times w \times R$$

$$V_A = 1.5 \times 7080 \times 1.3 = 13806 \text{ K}$$

$$V_B = 0$$

RESUMIENDO LOS DOS CASOS, SE TENDRAN LOS VALORES DE DISEÑO DE CORTES Y MOMENTOS RADIALES Y TANGENCIALES

$$A \left\{ \begin{array}{l} \text{MOMENTO RADIAL} = -14462 + (-8499) = -22961 \text{ K-mt.} \\ \text{MOMENTO TANGENCIAL} = -2395 + (-1416) = -3811 \text{ K-mt.} \\ \text{FUERZA CORTANTE} = 10500 + 13806 \text{ K} = 24306 \text{ K} \end{array} \right.$$

$$B \left\{ \begin{array}{l} \text{MOMENTO RADIAL} = 0 \\ \text{MOMENTO TANGENCIAL} = -2573 + (-1034) = -3607 \text{ K-mt.} \\ \text{FUERZA CORTANTE} = 5250 \text{ K} \end{array} \right.$$

CAPITULO

8

Escaleras Helicoidales,
Vigas en Balcón y
Vigas de Planta Circular





ASPECTOS GENERALES

Las escaleras helicoidales son estructuras de gran elegancia y funcionalidad a menudo empleadas en espacios donde se desea obtener cierto carácter de belleza sobria y distinguida.

Existen diversas variantes de ellas como por ejemplo, las apoyadas en un eje central, comúnmente llamadas escaleras de caracol; las de viga central en hélice y las de losa helicoidal empotrada en sus extremos que es la tratada en este caso.

PARAMETROS Y METODOS DE CALCULO

α : pendiente de la escalera; en el cálculo de las tablas se tomó
 $\alpha = 29^\circ$;

ϕ_0 : ángulo al centro de la escalera. Se trabajó con los siguientes valores: 30, 60, 90, 120, 150, 180, 210, 240, 270, 300, 330 y 360 grados;

$\frac{b}{r}$: es el cuociente entre el ancho de la escalera y su radio; se tomaron los siguientes valores: 0.50; 0.75; 1.00; 1.50; 2.00 ; 2.50 y 3.00;

$\frac{h}{b}$: es el cuociente entre el espesor de la losa y su ancho; se tomaron los siguientes valores: 0.10; 0.15; 0.20 y 0.25.

El cálculo se hizo siguiendo el método de Fuchsteiner el cual es una variante del método de las acciones. Se obtienen valores de las siguientes solicitaciones: fuerza axial, fuerzas cortantes, momentos flectores y momento torsor.

Estas solicitaciones se calcularon para los siguientes puntos:

$$\phi = 0 \quad (\text{Sección A})$$

$$\phi = \phi_0/4 \quad (\text{Sección B})$$

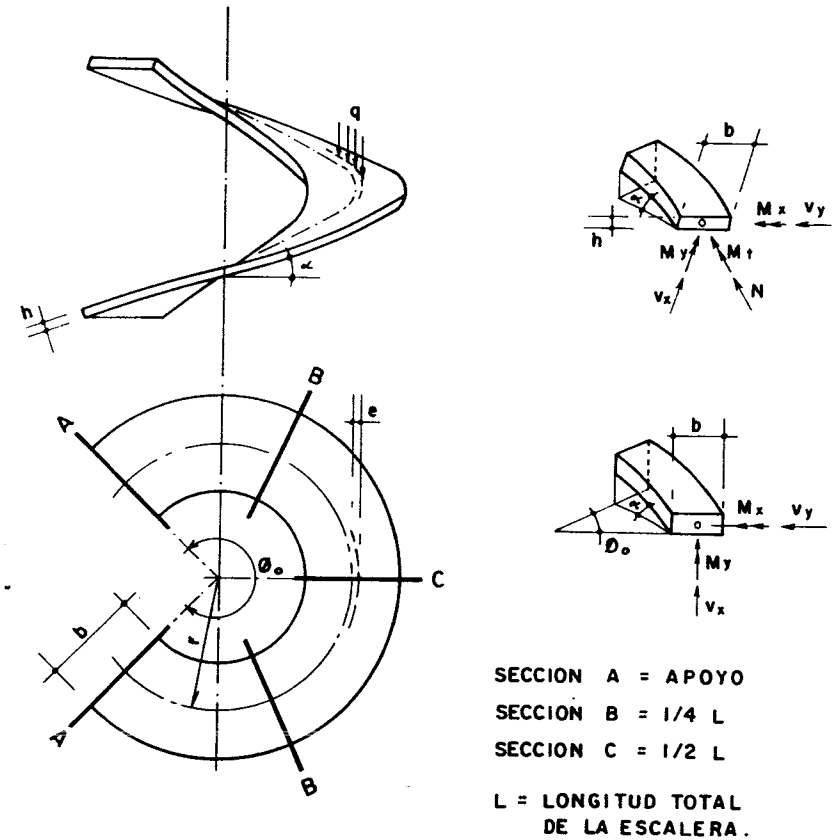
$$\phi = \phi_0/2 \quad (\text{Sección C})$$



y que corresponden a los apoyos, a la cuarta parte del recorrido y al punto medio.

BIBLIOGRAFIA

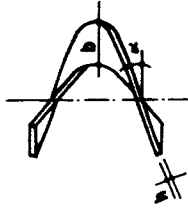
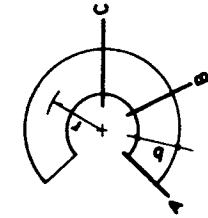
- Beton Kalender
Ed. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlín, 1952.
- Franz Schuster
Escaleras, Ed. Blume, Barcelona, 1964.



SOLICITACIONES :

- $N = \text{FUERZA AXIAL} = n q r$
- $V_x = \text{FUERZA CORTANTE VERTICAL} = v_x q r$
- $V_y = \text{FUERZA CORTANTE HORIZONTAL} = v_y q r$
- $M_t = \text{MOMENTO TORSOR} = t q r^2$
- $M_x = \text{MOMENTO FLECTOR EN X} = m_x q r^2$
- $M_y = \text{MOMENTO FLECTOR EN Y} = m_y q r^2$

TABLA N° 8.1



$$h/b = 0.10$$

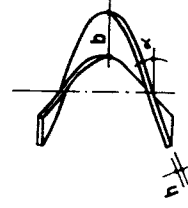
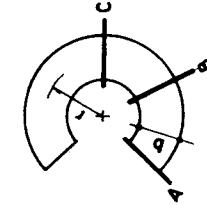
$$b/r = 0.50$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

θ°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A												
n	1.523	1.731	1.879	1.947	1.932	1.841	1.681	1.461	1.188	0.871	0.523	0.193
v_x	2.748	2.333	1.952	1.615	1.324	1.075	0.864	0.687	0.539	0.415	0.309	0.193
v_y	1.541	1.430	1.207	0.920	0.605	0.292	0.000	-0.253	-0.449	-0.561	-0.534	-0.281
t	0.401	0.183	0.071	0.019	-0.004	-0.012	-0.015	-0.015	-0.014	-0.012	-0.009	-0.005
m_x	-1.536	-1.064	-0.701	-0.444	-0.274	-0.168	-0.105	-0.071	-0.054	-0.044	-0.034	-0.016
m_y	-0.222	-0.539	-0.836	-1.062	-1.197	-1.239	-1.194	-1.071	-0.881	-0.634	-0.347	-0.083
B												
n	2.109	1.982	1.812	1.622	1.425	1.227	1.031	0.838	0.647	0.456	0.266	0.097
v_x	0.627	0.548	0.492	0.448	0.408	0.368	0.326	0.284	0.240	0.196	0.152	0.096
v_y	0.000	-0.193	-0.361	-0.498	-0.605	-0.686	-0.743	-0.776	-0.778	-0.733	-0.595	-0.288
t	0.176	0.095	0.047	0.019	0.002	-0.007	-0.012	-0.014	-0.013	-0.011	-0.007	-0.003
m_x	0.321	0.239	0.163	0.102	0.058	0.030	0.014	0.006	0.003	0.003	0.003	0.002
m_y	-1.860	-1.731	-1.565	-1.384	-1.200	-1.019	-0.843	-0.673	-0.506	-0.341	-0.178	-0.042
v_y	-1.541	-1.481	-1.394	-1.300	-1.210	-1.128	-1.051	-0.978	-0.898	-0.793	-0.616	-0.291
m_x	-0.506	-0.343	-0.223	-0.138	-0.080	-0.041	-0.016	0.001	0.011	0.015	0.015	0.008
$n = v_x = t = m_y = 0$												
C												

TABLA N° 8.2



$$h/b = 0.10$$

$$b/r = 0.75$$

$$\alpha = 29^\circ$$

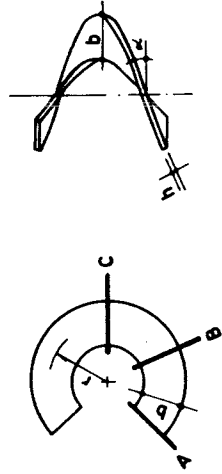
COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

θ°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A												
n	1.523	1.736	1.888	1.961	1.951	1.863	1.704	1.484	1.209	0.888	0.534	0.197
v_x	2.743	2.330	1.947	1.607	1.313	1.063	0.851	0.674	0.527	0.406	0.303	0.190
v_y	1.560	1.450	1.226	0.936	0.617	0.298	0.000	-0.260	-0.463	-0.580	-0.555	-0.298
t	0.372	0.152	0.039	-0.013	-0.035	-0.042	-0.042	-0.040	-0.035	-0.029	-0.020	-0.011
m_x	-1.561	-1.084	-0.716	-0.455	-0.231	-0.173	-0.108	-0.073	-0.055	-0.045	-0.035	-0.017
m_y	-0.206	-0.528	-0.831	-1.063	-1.203	-1.250	-1.209	-1.088	-0.897	-0.647	-0.355	-0.085
B												
n	2.126	2.000	1.831	1.641	1.443	1.244	1.047	0.853	0.659	0.465	0.272	0.099
v_x	0.618	0.538	0.482	0.437	0.397	0.358	0.317	0.276	0.233	0.191	0.149	0.095
v_y	0.000	-0.196	-0.366	-0.507	-0.617	-0.702	-0.762	-0.798	-0.802	-0.758	-0.619	-0.306
t	0.168	0.085	0.035	0.007	-0.010	-0.020	-0.024	-0.025	-0.023	-0.019	-0.013	-0.006
m_x	0.311	0.230	0.154	0.093	0.050	0.023	0.007	0.001	-0.001	0.001	0.002	0.002
m_y	-1.876	-1.749	-1.583	-1.402	-1.217	-1.035	-0.853	-0.686	-0.516	-0.348	-0.182	-0.043
v_y	-1.560	-1.501	-1.416	-1.324	-1.235	-1.153	-1.078	-1.005	-0.926	-0.820	-0.641	-0.308
m_x	-0.533	-0.366	-0.243	-0.156	-0.095	-0.053	-0.025	-0.006	0.006	0.013	0.014	0.008
$n = v_x = t = m_y = 0$												
C												

TABLA N° 8.3



MANUAL PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA EDIFICACIONES



$$h/b = 0.10$$

$$b/r = 1.00$$

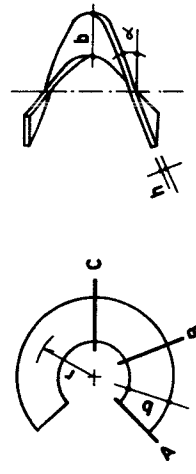
$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.743	1.902	1.981	1.977	1.893	1.737	1.516	1.239	0.912	0.549	0.202
	v _x	2.748	2.327	1.939	1.596	1.299	1.046	0.833	0.656	0.511	0.393	0.294	0.187
	v _y	1.586	1.478	1.253	0.960	0.635	0.308	0.000	-0.270	-0.482	-0.607	-0.585	-0.321
	t	0.333	0.109	-0.006	-0.058	-0.078	-0.083	-0.081	-0.074	-0.065	-0.052	-0.037	-0.019
B	m _x	-1.597	-1.112	-0.736	-0.469	-0.291	-0.179	-0.112	-0.076	-0.057	-0.046	-0.036	-0.017
	m _y	-0.184	0.513	-0.824	-1.064	-1.213	-1.267	-1.230	-1.111	-0.920	-0.665	-0.366	-0.088
	n	2.148	2.025	1.857	1.667	1.469	1.270	1.070	0.873	0.676	0.478	0.280	0.101
	v _x	0.605	0.524	0.467	0.423	0.383	0.344	0.305	0.264	0.224	0.184	0.144	0.093
C	v _y	0.000	-0.200	-0.375	-0.519	-0.635	-0.724	-0.789	-0.828	-0.836	-0.793	-0.652	-0.330
	t	0.156	0.070	0.020	-0.010	-0.028	-0.037	-0.041	-0.041	-0.038	-0.031	-0.021	-0.010
	m _x	0.297	0.217	0.141	0.081	0.039	0.013	-0.001	-0.006	-0.005	-0.002	-0.001	-0.001
	m _y	-1.899	-1.773	-1.609	-1.427	-1.241	-1.058	-0.879	-0.704	-0.531	-0.359	-0.188	-0.044
	v _y	-1.586	-1.530	-1.447	-1.356	-1.269	-1.139	-1.115	-1.044	-0.965	-0.858	-0.675	-0.333
	m _x	-0.570	-0.399	-0.272	-0.180	-0.116	-0.070	-0.038	-0.016	0.000	0.009	0.013	0.007
n = v _x = t = m _y = 0													

TABLA N° 8.4

MANUAL PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA EDIFICACIONES



$$h/b = 0.10$$

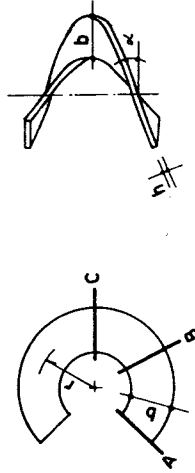
$$b/r = 1.50$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.761	1.941	2.039	2.051	1.979	1.830	1.609	1.323	0.979	0.592	0.218
	v _x	2.748	2.316	1.918	1.564	1.258	0.998	0.782	0.605	0.464	0.356	0.271	0.178
	v _y	1.660	1.557	1.329	1.025	0.683	0.334	0.000	-0.298	-0.538	-0.684	-0.669	-0.339
	t	0.220	-0.015	-0.134	-0.186	-0.203	-0.202	-0.190	-0.172	-0.143	-0.118	-0.083	-0.043
B	m _x	-1.699	-1.192	-0.795	-0.511	-0.320	-0.197	-0.124	-0.083	-0.062	-0.051	-0.039	-0.019
	m _y	-0.122	-0.469	-0.803	-1.069	-1.241	-1.314	-1.291	-1.173	-0.933	-0.716	-0.396	-0.096
	n	2.214	2.096	1.932	1.743	1.543	1.340	1.136	0.931	0.724	0.514	0.302	0.109
	v _x	0.569	0.484	0.426	0.381	0.342	0.305	0.263		0.197	0.164	0.132	0.089
C	v _y	0.000	-0.210	-0.397	-0.555	-0.683	-0.786	-0.864	-0.915	-0.932	-0.893	-0.746	-0.399
	t	0.122	0.030	-0.026	-0.059	-0.078	-0.088	-0.090	-0.087	-0.078	-0.063	-0.044	-0.022
	m _x	0.253	0.179	0.104	0.045	0.006	-0.017	-0.026	-0.025	-0.019	-0.010	-0.003	-0.004
	m _y	-1.966	-1.844	-1.681	-1.499	-1.310	-1.122	-0.937	-0.754	-0.572	-0.388	-0.204	-0.048
	v _y	-1.660	-1.612	-1.535	-1.450	-1.367	-1.291	-1.221	-1.153	-1.076	-0.967	-0.773	-0.403
	m _x	-0.572	-0.494	-0.354	-0.251	-0.175	-0.119	-0.076	-0.043	-0.013	0.000	0.009	0.007
n = v _x = t = m _y = 0													

TABLA N° 8.5



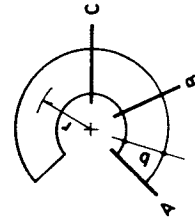
$$h/b = 0.10$$

$$b/r = 2.00$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

θ°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A												
n	1.523	1.737	1.995	2.120	2.154	2.100	1.960	1.738	1.440	1.073	0.652	0.240
v_x	2.748	2.302	1.883	1.519	1.200	0.931	0.710	0.533	0.399	0.303	0.238	0.166
v_y	1.764	1.669	1.437	1.117	0.752	0.371	0.000	-0.338	-0.616	-0.791	-0.788	-0.484
t	0.061	-0.188	-0.313	-0.365	-0.377	-0.367	-0.344	-0.310	-0.266	-0.211	-0.147	-0.076
m_x	-1.842	-1.303	-0.873	-0.569	-0.359	-0.223	-0.141	-0.094	-0.069	-0.056	-0.044	-0.021
m_y	-0.034	-0.407	-0.775	-1.075	-1.280	-1.380	-1.376	-1.271	-1.072	-0.788	-0.438	-0.106
B												
n	2.305	2.196	2.036	1.848	1.647	1.439	1.228	1.013	0.792	0.565	0.333	0.121
v_x	0.519	0.429	0.368	0.323	0.285	0.250	0.217	0.187	0.159	0.136	0.115	0.083
v_y	0.000	-0.226	-0.429	-0.605	-0.752	-0.873	-0.969	-1.036	-1.067	-1.034	-0.879	-0.497
t	0.074	-0.027	-0.089	-0.127	-0.148	-0.158	-0.159	-0.151	-0.134	-0.109	-0.076	-0.039
m_x	0.203	0.126	0.053	-0.004	-0.040	-0.057	-0.060	-0.052	-0.038	-0.022	-0.008	-0.001
m_y	-2.058	-1.943	-1.782	-1.599	-1.407	-1.213	-1.020	-0.826	-0.630	-0.429	-0.227	-0.053
C												
v_y	-1.764	-1.728	-1.659	-1.580	-1.504	-1.434	-1.370	-1.306	-1.231	-1.119	-0.909	-0.501
m_x	-0.825	-0.626	-0.470	-0.350	-0.258	-0.186	-0.129	-0.082	-0.043	-0.014	0.003	0.006
$n = v_x = t = m_y = 0$												



$$h/b = 0.10$$

$$b/r = 2.50$$

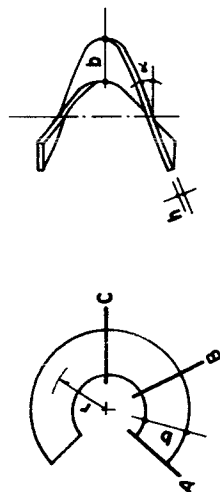
$$\alpha = 29^\circ$$

TABLA N° 8.6



COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

θ°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A												
n	1.523	1.821	2.064	2.223	2.288	2.255	2.127	1.905	1.592	1.194	0.729	0.269
v_x	2.748	2.283	1.849	1.462	1.127	0.845	0.617	0.441	0.315	0.236	0.195	0.150
v_y	1.898	1.812	1.574	1.236	0.840	0.419	0.000	-0.389	-0.716	-0.930	-0.940	-0.606
t	-0.144	-0.410	-0.544	-0.596	-0.602	-0.581	-0.541	-0.486	-0.416	-0.330	-0.230	-0.118
m_x	-2.025	-1.447	-0.984	-0.644	-0.410	-0.256	-0.162	-0.107	-0.079	-0.064	-0.049	-0.024
m_y	0.080	-0.328	-0.738	-1.083	-1.330	-1.465	-1.485	-1.391	-1.187	-0.880	-0.493	-0.120
B												
n	2.422	2.325	2.170	1.984	1.780	1.567	1.346	1.118	0.880	0.631	0.373	0.135
v_x	0.454	0.358	0.294	0.247	0.211	0.179	0.152	0.129	0.111	0.100	0.093	0.075
v_y	0.000	-0.245	-0.470	-0.669	-0.840	-0.985	-1.104	-1.193	-1.240	-1.215	-1.048	-0.622
t	0.012	-0.100	-0.171	-0.214	-0.238	-0.249	-0.247	-0.233	-0.206	-0.168	-0.118	-0.060
m_x	0.132	0.058	-0.013	-0.067	-0.099	-0.110	-0.104	-0.086	-0.062	-0.036	-0.015	-0.002
m_y	-2.177	-2.071	-1.913	-1.728	-1.531	-1.329	-1.125	-0.917	-0.704	-0.483	-0.256	-0.060
C												
v_y	-1.898	-1.876	-1.818	-1.748	-1.680	-1.618	-1.561	-1.504	-1.431	-1.315	-1.085	-0.627
m_x	-1.016	-0.795	-0.618	-0.477	-0.365	-0.273	-0.196	-0.131	-0.076	-0.032	-0.004	0.005
$n = v_x = t = m_y = 0$												



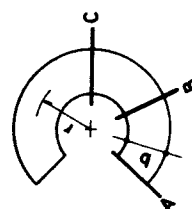
$$h/b = 0.10$$

$$b/r = 3.00$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.862	2.149	2.350	2.451	2.445	2.331	2.108	1.777	1.342	0.823	0.304
	v _x	2.748	2.261	1.802	1.391	1.036	0.740	0.504	0.323	0.212	0.154	0.143	0.131
	v _y	2.062	1.987	1.742	1.381	0.947	0.477	0.000	-0.452	-0.838	-1.099	-1.126	-0.755
	t	-0.393	-0.682	-0.825	-0.877	-0.876	-0.841	-0.783	-0.702	-0.600	-0.476	-0.331	-0.170
	m _x	-2.250	-1.622	-1.114	-0.736	-0.472	-0.297	-0.188	-0.124	-0.090	-0.072	-0.056	-0.027
B	m _y	0.218	-0.231	-0.693	-1.093	-1.391	-1.568	-1.613	-1.537	-1.327	-0.993	-0.560	-0.137
	n	2.565	2.482	2.334	2.149	1.943	1.723	1.491	1.246	0.987	0.711	0.421	0.153
	v _x	0.374	0.271	0.203	0.156	0.120	0.093	0.072	0.058	0.052	0.055	0.066	0.065
	v _y	0.000	-0.269	-0.521	-0.748	-0.947	-1.122	-1.269	-1.384	-1.451	-1.436	-1.256	-0.775
	t	-0.063	-0.190	-0.271	-0.320	-0.349	-0.360	-0.355	-0.333	-0.295	-0.239	-0.168	-0.086
C	m _x	0.046	-0.025	-0.094	-0.144	-0.170	-0.174	-0.158	-0.128	-0.091	-0.054	-0.022	-0.004
	m _y	-2.323	-2.226	-2.072	-1.886	-1.683	-1.472	-1.254	-1.030	-0.795	-0.547	-0.292	-0.069
	v _y	-2.062	-2.057	-2.012	-1.953	-1.895	-1.842	-1.795	-1.744	-1.676	-1.554	-1.300	-0.781
	m _x	-1.250	-1.003	-0.799	-0.633	-0.496	-0.380	-0.279	-0.191	-0.116	-0.054	-0.012	0.004
	n = v _x = t = m _y = 0												



$$h/b = 0.15$$

$$b/r = 0.50$$

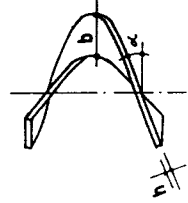
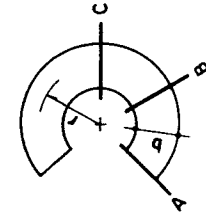
$$\alpha = 29^\circ$$



COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.729	1.872	1.935	1.914	1.813	1.641	1.404	1.113	0.782	0.443	0.163
	v _x	2.748	2.334	1.955	1.621	1.334	1.090	0.886	0.718	0.580	0.465	0.353	0.209
	v _y	1.530	1.418	1.194	0.906	0.593	0.283	0.000	-0.236	-0.400	-0.459	-0.374	-0.155
	t	0.417	0.199	0.086	0.033	0.009	-0.002	-0.008	-0.011	-0.012	-0.011	-0.009	-0.005
	m _x	-1.545	-1.078	-0.720	-0.470	-0.305	-0.204	-0.146	-0.113	-0.094	-0.077	-0.053	-0.020
B	m _y	-0.231	-0.545	-0.836	-1.054	-1.179	-1.208	-1.145	-1.000	-0.785	-0.518	-0.242	-0.045
	n	2.100	1.971	1.800	1.607	1.406	1.204	1.002	0.802	0.603	0.408	0.225	0.082
	v _x	0.632	0.554	0.499	0.456	0.418	0.380	0.342	0.304	0.264	0.223	0.175	0.104
	v _y	0.000	-0.192	-0.357	-0.491	-0.593	-0.667	-0.711	-0.723	-0.692	-0.599	-0.418	-0.159
	t	0.174	0.091	0.043	0.013	-0.004	-0.014	-0.019	-0.021	-0.019	-0.015	-0.009	-0.003
C	m _x	0.312	0.231	0.155	0.095	0.053	0.026	0.012	0.006	0.005	0.005	0.005	0.002
	m _y	-1.846	-1.715	-1.547	-1.362	-1.173	-0.985	-0.802	-0.622	-0.446	-0.276	-0.123	-0.022
	v _y	-1.530	-1.468	-1.379	-1.232	-1.186	-1.095	-1.005	-0.911	-0.793	-0.649	-0.432	-0.160
	m _x	-0.497	-0.333	-0.212	-0.126	-0.067	-0.026	0.002	0.019	0.029	0.031	0.024	0.009
	n = v _x = t = m _y = 0												

TABLA N° 8.9



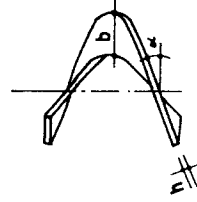
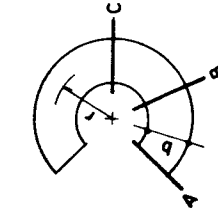
$$h/b = 0.15$$

$$b/r = 0.75$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

θ°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
n	1.523	1.733	1.882	1.949	1.932	1.835	1.563	1.426	1.133	0.797	0.452	0.167
v_x	2.748	2.332	1.950	1.613	1.324	1.078	0.874	0.706	0.570	0.456	0.348	0.207
v_y	1.549	1.438	1.213	0.923	0.605	0.290	0.000	-0.243	-0.412	-0.476	-0.392	-0.169
t	0.389	0.168	0.054	0.001	-0.022	-0.032	-0.035	-0.035	-0.033	-0.028	-0.020	-0.011
m_x	-1.570	-1.098	-0.735	-0.480	-0.313	-0.209	-0.149	-0.116	-0.096	-0.079	-0.054	-0.020
m_y	-0.216	-0.534	-0.331	-1.056	-1.186	-1.219	-1.159	-1.015	-0.799	-0.529	-0.248	-0.046
n	2.116	1.989	1.818	1.626	1.425	1.221	1.018	0.816	0.615	0.416	0.229	0.083
v_x	0.623	0.544	0.489	0.446	0.408	0.371	0.333	0.296	0.258	0.219	0.172	0.103
v_y	0.000	-0.194	-0.363	-0.499	-0.605	-0.682	-0.729	-0.743	-0.714	-0.622	-0.437	-0.173
t	0.165	0.081	0.031	0.001	-0.016	-0.027	-0.032	-0.032	-0.029	-0.023	-0.015	-0.006
m_x	0.302	0.221	0.146	0.086	0.044	0.019	0.006	0.001	0.001	0.003	0.004	0.002
m_y	-1.862	-1.732	-1.564	-1.379	-1.139	-1.001	-0.816	-0.634	-0.455	-0.282	-0.126	-0.023
v_y	-1.549	-1.489	-1.401	-1.305	-1.210	-1.120	-1.031	-0.937	-0.825	-0.673	-0.453	-0.175
m_x	-0.523	-0.357	-0.233	-0.144	-0.081	-0.038	-0.007	0.013	0.025	0.029	0.023	0.009
n = v_x = t = m_y = 0												



$$h/b = 0.15$$

$$b/r = 1.00$$

$$\alpha = 29^\circ$$

TABLA N° 8.10

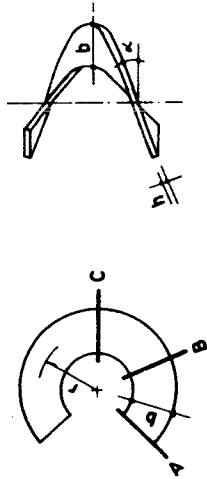
COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

θ°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
n	1.523	1.740	1.895	1.969	1.958	1.864	1.695	1.457	1.160	0.818	0.464	0.171
v_x	2.748	2.328	1.943	1.602	1.309	1.062	0.857	0.689	0.554	0.445	0.341	0.205
v_y	1.574	1.465	1.240	0.946	0.622	0.299	0.000	-0.252	-0.431	-0.590	-0.417	-0.189
t	0.350	0.126	0.010	-0.044	-0.066	-0.073	-0.073	-0.070	-0.062	-0.051	-0.036	-0.019
m_x	-1.606	-1.126	-0.756	-0.495	-0.323	-0.216	-0.154	-0.120	-0.099	-0.081	-0.056	-0.021
m_y	-0.194	-0.519	-0.824	-1.057	-1.196	-1.235	-1.180	-1.037	-0.818	-0.543	-0.255	-0.047
n	2.139	2.014	1.844	1.652	1.450	1.246	1.041	0.836	0.631	0.427	0.236	0.086
v_x	0.611	0.530	0.475	0.431	0.394	0.357	0.321	0.285	0.249	0.212	0.169	0.102
v_y	0.000	-0.198	-0.371	-0.512	-0.622	-0.703	-0.755	-0.773	-0.746	-0.653	-0.465	-0.194
t	0.153	0.067	0.016	-0.016	-0.034	-0.044	-0.049	-0.049	-0.044	-0.035	-0.023	-0.010
m_x	0.288	0.208	0.133	0.074	0.033	0.008	-0.003	-0.006	-0.004	0.000	0.003	0.002
m_y	-1.885	-1.757	-1.590	-1.404	-1.213	-1.023	-0.836	-0.651	-0.468	-0.290	-0.130	-0.023
v_y	-1.574	-1.517	-1.431	-1.337	-1.244	-1.155	-1.067	-0.974	-0.881	-0.707	-0.481	-0.195
m_x	-0.561	-0.390	-0.262	-0.169	-0.102	-0.054	-0.020	0.004	0.019	0.026	0.022	0.009
n = v_x = t = m_y = 0												

TABLA N° 8.11



MANUAL PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA EDIFICACIONES



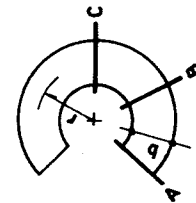
$$h/b = 0.15$$

$$b/r = 1.50$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.758	1.933	2.026	2.031	1.949	1.785	1.545	1.238	0.878	0.500	0.184
	v _x	2.748	2.318	1.922	1.571	1.269	1.015	0.806	0.640	0.511	0.414	0.322	0.197
	v _y	1.648	1.544	1.315	1.011	0.670	0.325	0.000	-0.279	-0.482	-0.563	-0.487	-0.245
	t	0.238	0.003	-0.117	-0.170	-0.189	-0.190	-0.182	-0.167	-0.146	-0.117	-0.083	-0.043
	m _x	-1.708	-1.206	-0.816	-0.538	-0.353	-0.237	-0.168	-0.130	-0.108	-0.088	-0.061	-0.023
B	m _y	-0.132	-0.475	-0.804	-1.061	-1.223	-1.281	-1.237	-1.099	-0.875	-0.585	-0.276	-0.051
	n	2.203	2.084	1.918	1.726	1.523	1.315	1.105	0.892	0.676	0.459	0.254	0.092
	v _x	0.575	0.491	0.434	0.390	0.353	0.319	0.286	0.254	0.224	0.194	0.158	0.099
	v _y	0.000	-0.209	-0.393	-0.547	-0.670	-0.764	-0.828	-0.856	-0.836	-0.743	-0.544	-0.251
	t	0.120	0.027	-0.030	-0.064	-0.084	-0.095	-0.098	-0.095	-0.084	-0.068	-0.046	-0.022
C	m _x	0.247	0.169	0.095	0.038	-0.000	-0.021	-0.028	-0.025	-0.017	-0.008	-0.001	-0.001
	m _y	-1.951	-1.827	-1.661	-1.475	-1.281	-1.086	-0.892	-0.598	-0.505	-0.314	-0.141	-0.026
	v _y	-1.648	-1.598	-1.519	-1.429	-1.341	-1.255	-1.170	-1.079	-0.965	-0.804	-0.563	-0.253
	m _x	-0.667	-0.484	-0.344	-0.239	-0.161	-0.102	-0.057	-0.023	0.003	0.017	0.019	0.009
	n = v _x = t = m _y = 0												



$$h/b = 0.15$$

$$b/r = 2.00$$

$$\alpha = 29^\circ$$

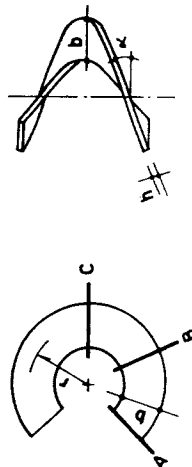
TABLA N° 8.12

MANUAL PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA EDIFICACIONES



COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

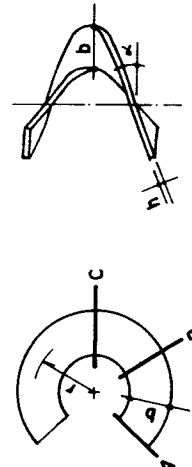
	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.784	1.987	2.106	2.133	2.067	1.912	1.670	1.348	0.962	0.550	0.203
	v _x	2.748	2.304	1.892	1.527	1.212	0.949	0.736	0.571	0.450	0.365	0.294	0.187
	v _y	1.751	1.654	1.421	1.102	0.738	0.361	0.000	-0.317	-0.555	-0.664	-0.536	-0.323
	t	0.081	-0.168	-0.294	-0.348	-0.362	-0.355	-0.335	-0.304	-0.262	-0.210	-0.147	-0.076
	m _x	-1.851	-1.319	-0.900	-0.593	-0.395	-0.266	-0.188	-0.145	-0.119	-0.098	-0.068	-0.025
B	m _y	-0.045	-0.414	-0.775	-1.067	-1.260	-1.344	-1.318	-1.185	-0.953	-0.643	-0.305	-0.057
	n	2.293	2.183	2.021	1.830	1.625	1.412	1.194	0.970	0.739	0.505	0.280	0.102
	v _x	0.525	0.436	0.376	0.332	0.296	0.265	0.236	0.211	0.189	0.169	0.144	0.093
	v _y	0.000	-0.224	-0.425	-0.596	-0.738	-0.849	-0.930	-0.972	-0.961	-0.868	-0.654	-0.332
	t	0.072	-0.030	-0.093	-0.131	-0.154	-0.166	-0.167	-0.159	-0.141	-0.114	-0.078	-0.039
C	m _x	0.191	0.115	0.043	-0.012	-0.047	-0.062	-0.063	-0.052	-0.036	-0.019	-0.006	-0.000
	m _y	-2.042	-1.925	-1.761	-1.573	-1.375	-1.174	-0.970	-0.765	-0.556	-0.348	-0.157	-0.029
	v _y	-1.751	-1.712	-1.641	-1.558	-1.475	-1.395	-1.315	-1.225	-1.110	-0.939	-0.677	-0.335
	m _x	-0.816	-0.616	-0.459	-0.338	-0.244	-0.169	-0.109	-0.060	-0.021	0.005	0.015	0.008
	n = v _x = t = m _y = 0												


$$\begin{aligned} h/b &= 0.15 \\ b/r &= 2.50 \\ \alpha &= 29^\circ \end{aligned}$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

[illegible]

TABLA Nº 8.14


$$\begin{aligned} h/b &= 0.15 \\ b/r &= 3.00 \\ \alpha &= 29^\circ \end{aligned}$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

CÓEFICIENTES PARA EL CÁLCULO DE SOLICITACIONES													
Ø.	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°	
A	n	1.523	1.857	2.140	2.334	2.425	2.406	2.273	2.024	1.662	1.201	0.692	0.255
	v _x	2.748	2.263	1.807	1.400	1.051	0.762	0.536	0.375	0.276	0.232	0.215	0.158
	v _y	2.045	1.969	1.724	1.363	0.930	0.465	0.000	-0.426	-0.762	-0.938	-0.868	-0.548
	t	-0.367	-0.657	-0.801	-0.855	-0.856	-0.825	-0.770	-0.694	-0.596	-0.475	-0.331	-0.170
	m _x	-2.259	-1.639	-1.139	-0.770	-0.514	-0.348	-0.246	-0.187	-0.153	-0.125	-0.087	-0.032
	m _y	0.204	-0.239	-0.694	-1.084	-1.368	-1.526	-1.549	-1.432	-1.178	-0.809	-0.390	-0.074
B	n	2.550	2.465	2.316	2.128	1.917	1.690	1.449	1.193	0.920	0.634	0.354	0.128
	v _x	0.382	0.280	0.213	0.167	0.135	0.111	0.095	0.087	0.089	0.097	0.103	0.079
	v _y	0.000	-0.266	-0.515	-0.737	-0.930	-1.093	-1.222	-1.305	-1.320	-1.226	-0.968	-0.562
	t	-0.063	-0.191	-0.273	-0.325	-0.355	-0.368	-0.364	-0.343	-0.303	-0.245	-0.171	-0.086
	m _x	0.031	-0.039	-0.106	-0.155	-0.180	-0.181	-0.162	-0.129	-0.090	-0.050	-0.020	-0.004
	m _y	-2.303	-2.204	-2.047	-1.856	-1.646	-1.425	-1.195	-0.955	-0.703	-0.445	-0.202	-0.037
C	v _y	-2.045	-2.038	-1.990	-1.927	-1.861	-1.796	-1.728	-1.645	-1.524	-1.327	-1.003	-0.567
	m _x	-1.241	-0.993	-0.788	-0.620	-0.480	-0.361	-0.256	-0.165	-0.088	-0.030	0.002	0.006
	n = v _x = t = m _y = 0												

TABLA N° 8.15

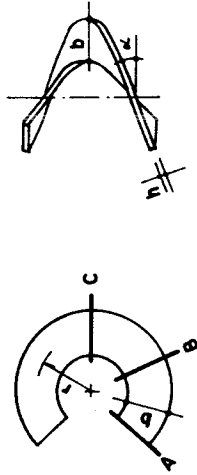


MANUAL PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA EDIFICACIONES

$$h/b = 0.20$$

$$b/r = 0.50$$

$$\alpha = 29^\circ$$



COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.725	1.864	1.920	1.890	1.778	1.590	1.337	1.033	0.702	0.388	0.150
	v _x	2.748	2.337	1.960	1.630	1.347	1.110	0.915	0.755	0.625	0.509	0.383	0.216
	v _y	1.516	1.402	1.177	0.889	0.577	0.272	0.000	-0.215	-0.347	-0.367	-0.266	-0.098
	t	0.439	0.221	0.107	0.051	0.025	0.010	0.001	-0.006	-0.010	-0.011	-0.009	-0.005
	m _x	-1.557	-1.098	-0.747	-0.504	-0.346	-0.251	-0.196	-0.163	-0.137	-0.107	-0.066	-0.021
B	m _y	-0.243	-0.552	-0.836	-1.045	-1.157	-1.168	-1.084	-0.916	-0.681	-0.414	-0.171	-0.027
	n	2.087	1.957	1.783	1.587	1.382	1.174	0.967	0.760	0.557	0.364	0.197	0.075
	v _x	0.639	0.562	0.508	0.467	0.431	0.397	0.362	0.327	0.290	0.247	0.190	0.108
	v _y	0.000	-0.189	-0.352	-0.481	-0.577	-0.641	-0.670	-0.660	-0.600	-0.480	-0.297	-0.101
	t	0.170	0.087	0.037	0.006	-0.012	-0.023	-0.029	-0.029	-0.026	-0.018	-0.010	-0.003
C	m _x	0.299	0.219	0.145	0.086	0.046	0.021	0.009	0.006	0.006	0.007	0.006	0.002
	m _y	-1.827	-1.693	-1.521	-1.331	-1.136	-0.942	-0.750	-0.563	-0.382	-0.217	-0.085	-0.013
	v _y	-1.516	-1.451	-1.359	-1.257	-1.154	-1.052	-0.947	-0.832	-0.693	-0.519	-0.307	-0.101
	m _x	-0.484	-0.320	-0.198	-0.110	-0.049	-0.006	0.024	0.042	0.049	0.045	0.030	0.010
	n = v _x = t = m _y = 0												

TABLA N° 8.16

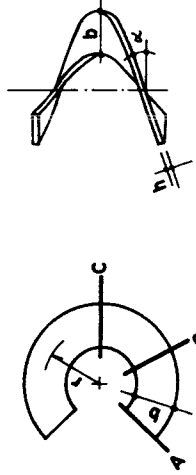


MANUAL PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA EDIFICACIONES

$$h/b = 0.20$$

$$b/r = 0.75$$

$$\alpha = 29^\circ$$

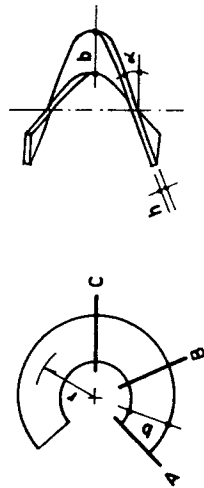


COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.729	1.873	1.934	1.908	1.798	1.612	1.358	1.051	0.715	0.396	0.153
	v _x	2.748	2.334	1.955	1.622	1.337	1.099	0.902	0.744	0.615	0.502	0.379	0.215
	v _y	1.534	1.421	1.196	0.905	0.589	0.279	0.000	-0.222	-0.359	-0.382	-0.281	-0.111
	t	0.412	0.191	0.076	0.020	-0.006	-0.019	-0.026	-0.030	-0.030	-0.027	-0.020	-0.011
	m _x	-1.583	-1.118	-0.762	-0.515	-0.354	-0.257	-0.200	-0.166	-0.140	-0.109	-0.067	-0.022
B	m _y	-0.228	-0.541	-0.831	-1.046	-1.163	-1.179	-1.097	-0.930	-0.693	-0.422	-0.175	-0.028
	n	2.103	1.974	1.801	1.605	1.400	1.191	0.982	0.773	0.567	0.371	0.200	0.077
	v _x	0.630	0.552	0.498	0.457	0.421	0.387	0.354	0.320	0.284	0.243	0.188	0.107
	v _y	0.000	-0.192	-0.357	-0.490	-0.589	-0.655	-0.688	-0.680	-0.621	-0.499	-0.314	-0.114
	t	0.161	0.077	0.026	-0.006	-0.025	-0.036	-0.041	-0.041	-0.036	-0.027	-0.016	-0.006
C	m _x	0.289	0.209	0.135	0.077	0.037	0.014	0.003	0.001	0.003	0.006	0.005	0.002
	m _y	-1.843	-1.710	-1.539	-1.349	-1.153	-0.957	-0.763	-0.574	-0.390	-0.222	-0.087	-0.014
	v _y	-1.534	-1.471	-1.380	-1.280	-1.178	-1.077	-0.972	-0.857	-0.717	-0.541	-0.325	-0.115
	m _x	-0.511	-0.344	-0.219	-0.128	-0.063	-0.017	0.015	0.035	0.045	0.043	0.030	0.010
	n = v _x = t = m _y = 0												



TABLA N° 8.17



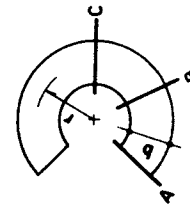
$$h/b = 0.20$$

$$b/r = 1.00$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

θ°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A												
n	1.523	1.736	1.886	1.953	1.933	1.827	1.642	1.388	1.076	0.734	0.407	0.157
v_x	2.748	2.331	1.948	1.611	1.323	1.083	0.886	0.728	0.601	0.491	0.373	0.212
v_y	1.559	1.448	1.222	0.927	0.606	0.288	0.000	-0.231	-0.375	-0.404	-0.303	-0.129
t	0.373	0.149	0.032	-0.024	-0.049	-0.059	-0.064	-0.064	-0.060	-0.050	-0.036	-0.019
m_x	-1.619	-1.146	-0.784	-0.530	-0.366	-0.265	-0.206	-0.171	-0.144	-0.113	-0.069	-0.022
m_y	-0.207	-0.525	-0.824	-1.047	-1.172	-1.194	-1.116	-0.949	-0.710	-0.434	-0.180	-0.029
B												
n	2.125	1.998	1.826	1.631	1.425	1.215	1.004	0.792	0.582	0.381	0.206	0.079
v_x	0.618	0.539	0.484	0.443	0.407	0.374	0.342	0.309	0.276	0.238	0.185	0.106
v_y	0.000	-0.196	-0.365	-0.502	-0.606	-0.676	-0.712	-0.707	-0.650	-0.527	-0.338	-0.132
t	0.150	0.063	0.010	-0.022	-0.042	-0.054	-0.058	-0.057	-0.050	-0.038	-0.024	-0.010
m_x	0.274	0.195	0.122	0.064	0.025	0.003	-0.006	-0.006	-0.002	0.003	-0.004	0.002
m_y	-1.866	-1.735	-1.563	-1.373	-1.176	-0.978	-0.782	-0.589	-0.401	-0.229	-0.090	-0.014
C												
v_y	-1.559	-1.499	-1.411	-1.311	-1.211	-1.111	-1.007	-0.891	-0.751	-0.571	-0.350	-0.133
m_x	-0.548	-0.377	-0.247	-0.153	-0.084	-0.034	0.002	0.027	0.040	0.041	0.029	0.010
$n = v_x = t = m_y = 0$												



$$h/b = 0.20$$

$$b/r = 1.50$$

$$\alpha = 29^\circ$$

TABLA N° 8.18

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

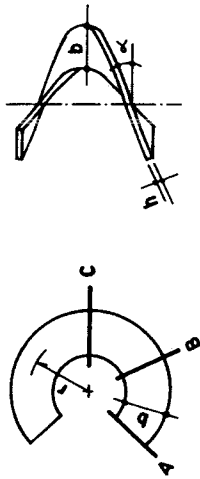
θ°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A												
n	1.523	1.754	1.942	2.009	2.004	1.909	1.729	1.472	1.149	0.787	0.438	0.169
v_x	2.748	2.321	1.927	1.580	1.284	1.037	0.837	0.681	0.561	0.462	0.356	0.206
v_y	1.632	1.526	1.296	0.991	0.653	0.313	0.000	-0.256	-0.423	-0.464	-0.364	-0.179
t	0.263	0.028	-0.093	-0.149	-0.171	-0.176	-0.172	-0.161	-0.143	-0.116	-0.082	-0.043
m_x	-1.721	-1.227	-0.845	-0.575	-0.398	-0.288	-0.224	-0.186	-0.156	-0.122	-0.075	-0.024
m_y	-0.146	-0.483	-0.804	-1.051	-1.198	-1.237	-1.170	-1.005	-0.759	-0.467	-0.195	-0.031
B												
n	2.188	2.068	1.899	1.704	1.497	1.283	1.065	0.845	0.624	0.410	0.222	0.085
v_x	0.583	0.500	0.444	0.402	0.368	0.337	0.308	0.280	0.253	0.222	0.176	0.103
v_y	0.000	-0.206	-0.387	-0.537	-0.653	-0.736	-0.783	-0.786	-0.733	-0.607	-0.406	-0.184
t	0.117	0.023	-0.035	-0.071	-0.092	-0.104	-0.108	-0.104	-0.091	-0.071	-0.047	-0.022
m_x	0.233	0.156	0.083	0.028	-0.009	-0.027	-0.031	-0.026	-0.015	-0.005	0.001	0.001
m_y	-1.930	-1.803	-1.634	-1.442	-1.242	-1.038	-0.835	-0.632	-0.433	-0.248	-0.098	-0.015
C												
v_y	-1.632	-1.580	-1.497	-1.402	-1.306	-1.208	-1.107	-0.991	-0.846	-0.657	-0.420	-0.186
m_x	-0.654	-0.471	-0.330	-0.223	-0.142	-0.081	-0.034	0.001	0.024	0.033	0.026	0.010
$n = v_x = t = m_y = 0$												



TABLA N° 8.19



MANUAL PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA EDIFICACIONES



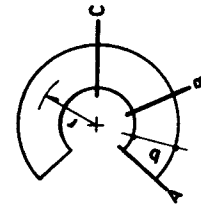
$$h/b = 0.20$$

$$b/r = 2.00$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.779	1.976	2.088	2.104	2.025	1.851	1.589	1.250	0.861	0.481	0.186
	v _x	2.748	2.306	1.898	1.537	1.228	0.973	0.770	0.616	0.505	0.421	0.332	0.196
	v _y	1.733	1.634	1.400	1.081	0.719	0.348	0.000	-0.292	-0.490	-0.550	-0.449	-0.251
	f	0.109	-0.140	-0.268	-0.324	-0.342	-0.338	-0.323	-0.296	-0.259	-0.209	-0.147	-0.076
	m _x	-1.864	-1.340	-0.930	-0.637	-0.442	-0.321	-0.249	-0.205	-0.173	-0.135	-0.084	-0.027
B	m _y	-0.060	-0.423	-0.776	-1.056	-1.234	-1.298	-1.246	-1.083	-0.827	-0.513	-0.215	-0.035
	n	2.277	2.165	2.001	1.807	1.597	1.378	1.151	0.919	0.682	0.451	0.244	0.093
	v _x	0.534	0.446	0.388	0.346	0.312	0.284	0.260	0.239	0.221	0.199	0.164	0.098
	v _y	0.000	-0.221	-0.419	-0.585	-0.719	-0.819	-0.881	-0.896	-0.849	-0.718	-0.501	-0.257
	f	0.070	-0.033	-0.098	-0.138	-0.163	-0.175	-0.177	-0.169	-0.143	-0.118	-0.080	-0.039
C	m _x	0.175	0.101	0.030	-0.024	-0.056	-0.069	-0.067	-0.053	-0.034	-0.016	-0.004	-0.000
	m _y	-2.020	-1.900	-1.732	-1.539	-1.334	-1.123	-0.909	-0.693	-0.478	-0.275	-0.109	-0.017
	v _y	-1.733	-1.692	-1.617	-1.529	-1.438	-1.345	-1.246	-1.130	-0.930	-0.777	-0.519	-0.259
	m _x	-0.803	-0.603	-0.445	-0.321	-0.225	-0.147	-0.084	-0.034	0.003	0.022	0.023	0.009
	n = v _x = f = m _y = 0												



$$h/b = 0.20$$

$$b/r = 2.50$$

$$\alpha = 29^\circ$$

TABLA N° 8.20

MANUAL PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA EDIFICACIONES

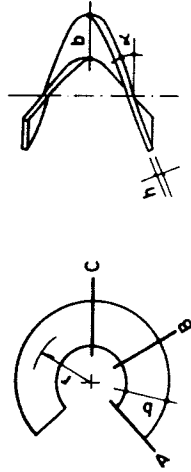


COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.812	2.044	2.189	2.233	2.173	2.008	1.740	1.380	0.957	0.536	0.207
	v _x	2.748	2.288	1.860	1.481	1.157	0.891	0.693	0.532	0.433	0.367	0.302	0.185
	v _y	1.863	1.774	1.534	1.196	0.804	0.394	0.000	-0.339	-0.576	-0.659	-0.559	-0.342
	f	-0.090	-0.357	-0.493	-0.549	-0.561	-0.548	-0.517	-0.471	-0.408	-0.328	-0.230	-0.118
	m _x	-2.048	-1.485	-1.039	-0.717	-0.500	-0.362	-0.280	-0.231	-0.194	-0.152	-0.095	-0.031
B	m _y	0.050	-0.345	-0.740	-1.063	-1.281	-1.376	-1.343	-1.184	-0.914	-0.572	-0.242	-0.039
	n	2.391	2.290	2.131	1.938	1.725	1.499	1.262	1.014	0.757	0.502	0.273	0.104
	v _x	0.471	0.377	0.315	0.273	0.241	0.217	0.198	0.187	0.179	0.171	0.148	0.092
	v _y	0.000	-0.240	-0.459	-0.648	-0.804	-0.926	-1.008	-1.038	-0.997	-0.861	-0.623	-0.351
	f	0.010	-0.105	-0.178	-0.225	-0.253	-0.266	-0.266	-0.252	-0.222	-0.177	-0.121	-0.060
C	m _x	0.101	0.030	-0.039	-0.090	-0.117	-0.124	-0.112	-0.088	-0.058	-0.030	-0.010	-0.002
	m _y	-2.136	-2.023	-1.858	-1.663	-1.452	-1.232	-1.004	-0.771	-0.535	-0.310	-0.124	-0.020
	v _y	-1.863	-1.836	-1.772	-1.692	-1.608	-1.521	-1.425	-1.308	-1.151	-0.932	-0.645	-0.354
	m _x	-0.994	-0.773	-0.593	-0.448	-0.330	-0.232	-0.149	-0.079	-0.025	0.009	0.013	0.008
	n = v _x = f = m _y = 0												



TABLA N° 8.21



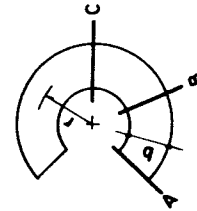
$$h/b = 0.20$$

$$b/r = 3.00$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.852	2.127	2.312	2.391	2.354	2.199	1.924	1.539	1.074	0.604	0.233
	v _x	2.748	2.266	1.814	1.412	1.070	0.790	0.577	0.430	0.344	0.303	0.264	0.170
	v _y	2.022	1.944	1.698	1.337	0.908	0.449	0.000	-0.395	-0.681	-0.793	-0.693	-0.454
	t	-0.332	-0.622	-0.768	-0.825	-0.830	-0.803	-0.754	-0.684	-0.591	-0.473	-0.331	-0.170
	m _x	-2.272	-1.663	-1.173	-0.814	-0.570	-0.413	-0.319	-0.262	-0.220	-0.173	-0.108	-0.035
B	m _y	0.184	-0.251	-0.695	-1.072	-1.338	-1.471	-1.461	-1.307	-1.021	-0.645	-0.274	-0.045
	n	2.530	2.443	2.291	2.099	1.883	1.648	1.397	1.130	0.849	0.566	0.308	0.117
	v _x	0.394	0.292	0.227	0.183	0.154	0.134	0.123	0.122	0.128	0.135	0.129	0.085
	v _y	0.000	-0.263	-0.508	-0.724	-0.908	-1.056	-1.162	-1.211	-1.179	-1.036	-0.773	-0.466
	t	-0.063	-0.193	-0.276	-0.330	-0.363	-0.378	-0.375	-0.354	-0.312	-0.250	-0.172	-0.086
C	m _x	0.011	-0.057	-0.123	-0.170	-0.192	-0.190	-0.168	-0.131	-0.088	-0.048	-0.018	-0.003
	m _y	-2.277	-2.175	-2.012	-1.815	-1.597	-1.365	-1.121	-0.866	-0.605	-0.352	-0.141	-0.022
	v _y	-2.022	-2.012	-1.961	-1.891	-1.816	-1.735	-1.644	-1.527	-1.361	-1.122	-0.809	-0.470
	m _x	-1.228	-0.980	-0.773	-0.603	-0.460	-0.336	-0.228	-0.134	-0.059	-0.008	0.012	0.007
	n = v _x = t = m _y = 0												



$$h/b = 0.25$$

$$b/r = 0.50$$

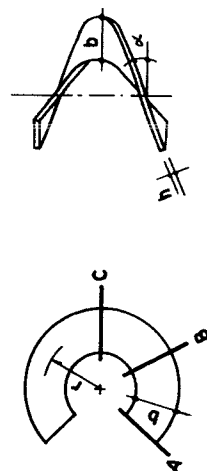
$$\alpha = 29^\circ$$

TABLA N° 8.22

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.720	1.853	1.901	1.861	1.735	1.534	1.268	0.958	0.637	0.353	0.143
	v _x	2.748	2.339	1.966	1.640	1.363	1.133	0.946	0.794	0.666	0.545	0.403	0.220
	v _y	1.498	1.382	1.155	0.867	0.558	0.259	0.000	-0.194	-0.297	-0.293	-0.196	-0.068
	t	0.467	0.248	0.132	0.074	0.044	0.025	0.011	0.000	-0.007	-0.010	-0.009	-0.005
	m _x	-1.573	-1.122	-0.780	-0.545	-0.396	-0.306	-0.252	-0.215	-0.178	-0.131	-0.074	-0.022
B	m _y	-0.259	-0.561	-0.836	-1.033	-1.129	-1.121	-1.016	-0.827	-0.584	-0.330	-0.125	-0.018
	n	2.071	1.938	1.762	1.562	1.353	1.140	0.927	0.716	0.514	0.329	0.178	0.072
	v _x	0.648	0.572	0.520	0.481	0.447	0.416	0.384	0.351	0.314	0.266	0.201	0.110
	v _y	0.000	-0.187	-0.345	-0.469	-0.558	-0.610	-0.624	-0.594	-0.514	-0.383	-0.219	-0.070
	t	0.165	0.081	0.029	-0.002	-0.022	-0.034	-0.039	-0.038	-0.031	-0.021	-0.011	-0.003
C	m _x	0.283	0.205	0.132	0.075	0.037	0.016	0.007	0.006	0.008	0.009	0.007	0.002
	m _y	-1.804	-1.666	-1.490	-1.294	-1.093	-0.891	-0.692	-0.500	-0.322	-0.170	-0.061	-0.009
	v _y	-1.498	-1.430	-1.334	-1.227	-1.116	-1.003	-0.883	-0.749	-0.594	-0.415	-0.226	-0.071
	m _x	-0.469	-0.304	-0.181	-0.091	-0.027	0.013	0.048	0.065	0.068	0.057	0.034	0.011
	n = v _x = t = m _y = 0												





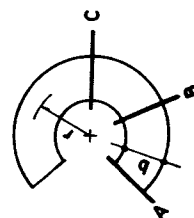
$$h/b = 0.25$$

$$b/r = 0.75$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.724	1.862	1.915	1.878	1.755	1.554	1.237	0.974	0.649	0.360	0.146
	v _x	2.748	2.337	1.961	1.633	1.354	1.122	0.934	0.783	0.657	0.538	0.399	0.219
	v _y	1.515	1.401	1.174	0.883	0.569	0.266	0.000	-0.200	-0.308	-0.307	-0.210	-0.081
	t	0.440	0.218	0.102	0.044	0.014	-0.003	-0.016	-0.024	-0.028	-0.027	-0.020	-0.011
	m _x	-1.599	-1.142	-0.796	-0.557	-0.404	-0.313	-0.257	-0.219	-0.182	-0.134	-0.076	-0.022
B	m _y	-0.244	-0.550	-0.831	-1.034	-1.135	-1.131	-1.028	-0.840	-0.594	-0.336	-0.127	-0.019
	n	2.087	1.955	1.780	1.580	1.370	1.156	0.941	0.729	0.523	0.336	0.182	0.073
	v _x	0.639	0.562	0.510	0.471	0.438	0.407	0.376	0.344	0.309	0.263	0.199	0.109
	v _y	0.000	-0.189	-0.351	-0.478	-0.569	-0.625	-0.641	-0.613	-0.533	-0.401	-0.234	-0.083
	t	0.157	0.071	0.018	-0.014	-0.035	-0.047	-0.051	-0.050	-0.042	-0.030	-0.016	-0.006
C	m _x	0.273	0.194	0.122	0.066	0.028	0.008	0.000	0.001	0.005	0.007	0.006	0.002
	m _y	-1.819	-1.683	-1.507	-1.311	-1.108	-0.905	-0.704	-0.510	-0.329	-0.174	-0.063	-0.009
	v _y	-1.515	-1.450	-1.355	-1.249	-1.139	-1.026	-0.907	-0.773	-0.616	-0.434	-0.242	-0.083
	m _x	-0.495	-0.328	-0.201	-0.109	-0.042	0.006	0.039	0.059	0.064	0.055	0.034	0.010
	n = v _x = t = m _y = 0												



$$h/b = 0.25$$

$$b/r = 1.00$$

$$\alpha = 29^\circ$$



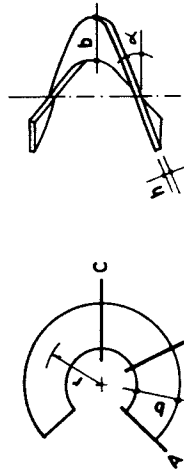
COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.731	1.875	1.934	1.902	1.783	1.584	1.315	0.998	0.666	0.369	0.150
	v _x	2.748	2.333	1.954	1.622	1.340	1.107	0.918	0.768	0.644	0.529	0.394	0.216
	v _y	1.540	1.427	1.199	0.905	0.586	0.274	0.000	-0.208	-0.323	-0.326	-0.229	-0.097
	t	0.402	0.177	0.059	0.001	-0.028	-0.044	-0.053	-0.058	-0.057	-0.050	-0.036	-0.019
	m _x	-1.634	-1.171	-0.818	-0.573	-0.417	-0.322	-0.265	-0.226	-0.187	-0.138	-0.078	-0.023
B	m _y	-0.223	-0.535	-0.824	-1.035	-1.144	-1.146	-1.045	-0.857	-0.609	-0.346	-0.131	-0.019
	n	2.109	1.979	1.805	1.605	1.395	1.179	0.962	0.746	0.537	0.345	0.137	0.075
	v _x	0.627	0.549	0.496	0.457	0.424	0.394	0.365	0.335	0.301	0.258	0.196	0.108
	v _y	0.000	-0.193	-0.358	-0.490	-0.586	-0.645	-0.665	-0.639	-0.560	-0.426	-0.255	-0.100
	t	0.145	0.057	0.003	-0.031	-0.052	-0.064	-0.069	-0.066	-0.056	-0.041	-0.025	-0.010
C	m _x	0.258	0.180	0.108	0.053	0.016	-0.003	-0.009	-0.006	0.000	0.005	0.005	0.002
	m _y	-1.841	-1.707	-1.531	-1.335	-1.131	-0.925	-0.722	-0.524	-0.339	-0.179	-0.065	-0.009
	v _y	-1.540	-1.478	-1.385	-1.280	-1.171	-1.059	-0.940	-0.805	-0.647	-0.461	-0.264	-0.101
	m _x	-0.532	-0.361	-0.230	-0.133	-0.062	-0.010	0.027	0.050	0.059	0.053	0.033	0.010
	n = v _x = t = m _y = 0												

TABLA N° 8.25



MANUAL PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA EDIFICACIONES



$$h/b = 0.25$$

$$b/r = 1.50$$

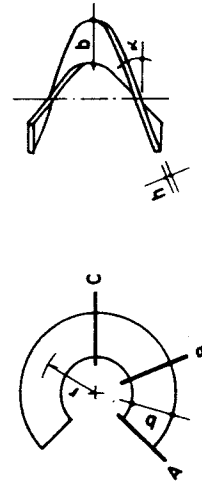
$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

θ	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
n	1.523	1.748	1.912	1.989	1.972	1.863	1.667	1.394	1.064	0.714	0.397	0.161
v_x	2.748	2.324	1.934	1.592	1.301	1.063	0.872	0.724	0.608	0.502	0.379	0.210
v_y	1.611	1.503	1.272	0.968	0.632	0.299	0.000	-0.233	-0.367	-0.381	-0.284	-0.146
t	0.294	0.059	-0.064	-0.123	-0.143	-0.153	-0.160	-0.154	-0.139	-0.115	-0.082	-0.043
m_x	-1.737	-1.252	-0.880	-0.620	-0.451	-0.348	-0.286	-0.244	-0.202	-0.150	-0.085	-0.025
m_y	-0.163	-0.493	-0.804	-1.039	-1.169	-1.187	-1.095	-0.907	-0.650	-0.372	-0.142	-0.081
n	2.171	2.047	1.876	1.677	1.465	1.245	1.021	0.796	0.575	0.371	0.201	
v_x	0.593	0.511	0.457	0.417	0.386	0.358	0.332	0.307	0.280	0.244	0.188	0.105
v_y	0.000	-0.203	-0.380	-0.524	-0.632	-0.702	-0.732	-0.713	-0.636	-0.498	-0.316	-0.149
t	0.113	0.018	-0.041	-0.079	-0.102	-0.115	-0.119	-0.113	-0.098	-0.075	-0.048	-0.022
m_x	0.215	0.140	0.069	0.015	-0.019	-0.034	-0.035	-0.026	-0.014	-0.003	0.002	0.001
m_y	-1.904	-1.774	-1.600	-1.402	-1.194	-0.923	-0.771	-0.563	-0.366	-0.194	-0.071	-0.010
v_y	-1.611	-1.556	-1.469	-1.369	-1.263	-1.154	-1.035	-0.899	-0.735	-0.539	-0.328	-0.151
m_x	-0.638	-0.455	-0.312	-0.203	-0.120	-0.056	-0.008	0.026	0.045	0.046	0.031	0.010
$n = v_x = t = m_y = 0$												

TABLA N° 8.26

MANUAL PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA EDIFICACIONES



$$h/b = 0.25$$

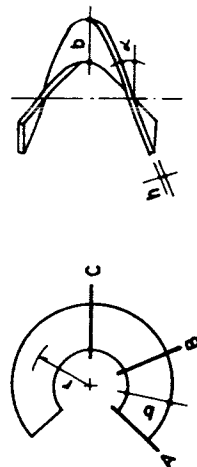
$$b/r = 2.00$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

θ	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
n	1.523	1.773	1.963	2.066	2.070	1.975	1.784	1.504	1.157	0.781	0.436	0.177
v_x	2.748	2.310	1.905	1.549	1.247	1.001	0.807	0.663	0.556	0.465	0.357	0.201
v_y	1.710	1.609	1.375	1.056	0.696	0.333	0.000	-0.267	-0.429	-0.458	-0.360	-0.213
t	0.143	-0.106	-0.236	-0.295	-0.317	-0.319	-0.309	-0.288	-0.255	-0.208	-0.147	-0.076
m_x	-1.880	-1.366	-0.967	-0.684	-0.499	-0.385	-0.316	-0.269	-0.223	-0.166	-0.095	-0.028
m_y	-0.079	-0.434	-0.777	-1.043	-1.203	-1.244	-1.165	-0.977	-0.708	-0.408	-0.157	-0.023
n	2.257	2.143	1.976	1.777	1.562	1.337	1.104	0.865	0.629	0.407	0.221	0.089
v_x	0.545	0.459	0.402	0.362	0.331	0.307	0.286	0.269	0.250	0.223	0.177	0.101
v_y	0.000	-0.218	-0.411	-0.571	-0.696	-0.783	-0.826	-0.817	-0.743	-0.598	-0.402	-0.219
t	0.067	-0.037	-0.103	-0.146	-0.172	-0.186	-0.189	-0.178	-0.155	-0.121	-0.080	-0.039
m_x	0.156	0.083	0.014	-0.038	-0.068	-0.077	-0.071	-0.054	-0.033	-0.014	-0.003	-0.000
m_y	-1.992	-1.868	-1.696	-1.496	-1.283	-1.063	-0.840	-0.618	-0.404	-0.216	-0.079	-0.011
v_y	-1.710	-1.666	-1.587	-1.493	-1.392	-1.286	-1.169	-1.030	-0.857	-0.647	-0.416	-0.220
m_x	-0.787	-0.587	-0.427	-0.301	-0.202	-0.122	-0.057	-0.007	0.025	0.036	0.027	0.009
$n = v_x = t = m_y = 0$												

TABLA N° 8.27



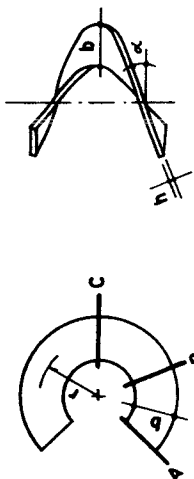
$$h/b = 0.25$$

$$b/r = 2.50$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

θ°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A												
n	1.523	1.805	2.030	2.164	2.196	2.119	1.934	1.647	1.277	0.867	0.486	0.197
v_x	2.748	2.292	1.868	1.494	1.178	0.921	0.724	0.584	0.490	0.417	0.330	0.190
v_y	1.838	1.746	1.506	1.169	0.779	0.377	0.000	-0.310	-0.508	-0.556	-0.459	-0.300
t	-0.051	-0.319	-0.457	-0.517	-0.533	-0.525	-0.501	-0.462	-0.404	-0.326	-0.229	-0.118
m_x	-2.064	-1.513	-1.078	-0.768	-0.561	-0.432	-0.354	-0.301	-0.251	-0.137	-0.107	-0.032
m_y	0.029	-0.358	-0.741	-1.050	-1.247	-1.317	-1.254	-1.067	-0.782	-0.455	-0.176	-0.026
B												
n	2.369	2.266	2.104	1.907	1.683	1.455	1.210	0.955	0.698	0.454	0.247	0.099
v_x	0.483	0.391	0.331	0.290	0.262	0.241	0.228	0.219	0.212	0.198	0.163	0.095
v_y	0.000	-0.236	-0.450	-0.632	-0.779	-0.887	-0.948	-0.950	-0.879	-0.727	-0.512	-0.308
t	0.008	-0.108	-0.183	-0.232	-0.262	-0.278	-0.278	-0.263	-0.230	-0.181	-0.122	-0.060
m_x	0.079	0.010	-0.057	-0.106	-0.131	-0.133	-0.118	-0.090	-0.057	-0.028	-0.010	-0.002
m_y	-2.106	-1.939	-1.819	-1.617	-1.397	-1.167	-0.929	-0.688	-0.453	-0.244	-0.089	-0.013
v_y	-1.838	-1.808	-1.739	-1.653	-1.558	-1.456	-1.340	-1.198	-1.015	-0.736	-0.530	-0.310
m_x	-0.978	-0.756	-0.575	-0.428	-0.307	-0.205	-0.120	-0.059	-0.001	0.024	0.323	0.009
$n = v_x = t = m_y = 0$												
C												



$$h/b = 0.25$$

$$b/r = 3.00$$

$$\alpha = 29^\circ$$

TABLA N° 8.28

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

θ°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A												
n	1.523	1.845	2.111	2.285	2.349	2.294	2.117	1.820	1.423	0.972	0.546	0.222
v_x	2.748	2.270	1.823	1.427	1.093	0.824	0.623	0.488	0.409	0.359	0.296	0.176
v_y	1.994	1.913	1.667	1.307	0.881	0.431	0.000	-0.363	-0.604	-0.676	-0.579	-0.406
t	-0.289	-0.579	-0.727	-0.787	-0.798	-0.778	-0.736	-0.673	-0.586	-0.471	-0.330	-0.170
m_x	-2.289	-1.692	-1.215	-0.869	-0.637	-0.490	-0.401	-0.340	-0.284	-0.212	-0.122	-0.036
m_y	0.160	-0.265	-0.697	-1.057	-1.302	-1.407	-1.364	-1.177	-0.872	-0.512	-0.139	-0.030
B												
n	2.505	2.416	2.261	2.064	1.841	1.599	1.339	1.065	0.782	0.511	0.278	0.111
v_x	0.407	0.307	0.244	0.203	0.177	0.161	0.156	0.158	0.165	0.166	0.145	0.088
v_y	0.000	-0.259	-0.498	-0.707	-0.881	-1.013	-1.096	-1.113	-1.047	-0.884	-0.646	-0.416
t	-0.064	-0.195	-0.281	-0.337	-0.373	-0.390	-0.388	-0.365	-0.320	-0.254	-0.173	-0.086
m_x	-0.014	-0.080	-0.144	-0.188	-0.207	-0.201	-0.175	-0.134	-0.087	-0.046	-0.017	-0.003
m_y	-2.244	-2.137	-1.970	-1.765	-1.537	-1.294	-1.038	-0.774	-0.513	-0.273	-0.102	-0.015
v_y	-1.994	-1.981	-1.925	-1.848	-1.761	-1.664	-1.550	-1.493	-1.209	-0.957	-0.669	-0.420
m_x	-1.211	-0.963	-0.755	-0.582	-0.435	-0.308	-0.197	-0.103	-0.033	0.008	0.018	0.008
$n = v_x = t = m_y = 0$												
C												



ESCALERAS HELICOIDALES

CALCULAR LA ESCALERA HELICOIDAL CORRESPONDIENTE A:

DATOS:

$$\begin{aligned}
 b &= 2.40 \text{ m.} & r &= 3.20 \text{ m.} \\
 h &= 0.24 \text{ m.} & \phi_0 &= 120^\circ \\
 \alpha &= \text{PENDIENTE DEL HELICOIDE} = 29^\circ \\
 q &= \text{CARGA POR METRO CUADRADO DE PROYECCION HORIZONTAL} = 1000 \text{ K/m}^2
 \end{aligned}$$

SE DESEAN CALCULAR LAS SOLICITACIONES EN:

SECCION A

SECCION B

SECCION C

1. SE CALCULAN LOS VALORES:

$$\frac{h}{b} = \frac{0.24}{2.40} = 0.10 \quad \frac{b}{r} = \frac{2.40}{3.20} = 0.75$$

2. DE LA TABLA CORRESPONDIENTE A $h/b = 0.10$ Y $b/r = 0.75$, SE TOMAN LOS VALORES DE LOS COEFICIENTES EN LA COLUMNA $\phi_0 = 120^\circ$

3. PARA LAS SOLICITACIONES EN EL APOYO = SECCION A

$$\begin{aligned}
 N &= nqr = 1.209 \times 1000 \times 3.20 = 3868.8 \text{ Kg.} \\
 V_x &= v_xqr = 0.527 \times 1000 \times 3.20 = 1686.4 \text{ Kg.} \\
 V_y &= v_yqr = -0.463 \times 1000 \times 3.20 = -1481.6 \text{ Kg.} \\
 M_t &= tqr^2 = -0.035 \times 1000 \times (3.20)^2 = -358.4 \text{ K-m.} \\
 M_x &= m_xqr^2 = -0.055 \times 1000 \times (3.20)^2 = -563.2 \text{ K-m.} \\
 M_y &= m_yqr^2 = -0.097 \times 1000 \times (3.20)^2 = -985.28 \text{ K-m.}
 \end{aligned}$$

4. CON LOS COEFICIENTES CORRESPONDIENTES A $1/4 L$ OBTENEMOS:

$$\begin{aligned}
 N &= nqr = 0.659 \times 1000 \times 3.20 = 2108.8 \text{ Kg.} \\
 V_x &= v_xqr = 0.233 \times 1000 \times 3.20 = 745.6 \text{ Kg.} \\
 V_y &= v_yqr = -0.802 \times 1000 \times 3.20 = -2566.4 \text{ Kg.} \\
 M_t &= tqr^2 = -0.023 \times 1000 \times (3.20)^2 = -235.52 \text{ K-m.} \\
 M_x &= m_xqr^2 = -0.001 \times 1000 \times (3.20)^2 = -10.24 \text{ K-m.} \\
 M_y &= m_yqr^2 = -0.516 \times 1000 \times (3.20)^2 = -5283.84 \text{ K-m.}
 \end{aligned}$$

5. PARA $1/2 L$:

$$\begin{aligned}
 N &= V_x = T = M_y = 0 \\
 V_y &= v_yqr = -0.926 \times 1000 \times 3.20 = -2963.2 \text{ Kg.} \\
 M_x &= m_xqr^2 = 0.006 \times 1000 \times (3.20)^2 = 61.44 \text{ K-m.}
 \end{aligned}$$

ASPECTOS GENERALES.

Las vigas en balcón son estructuras relativamente complicadas en las cuales además de los momentos flectores se presentan momentos torsores que deben ser tomados en cuenta en el diseño.

TABLAS Y FORMULAS.

En este trabajo se incluyen tablas y fórmulas para vigas en balcón de planta circular y vigas y losas en balcón de planta con dos quiebres a 90° y 3 lados rectos, ambos casos con carga uniformemente repartida que es lo más frecuente.

Se tomarán en cuenta la relación de aspecto de la sección transversal de la viga y la relación de luces en el elemento con dos quiebres. En la de la planta circular se tomaron valores del ángulo al centro cada 15° .

Se dan valores de momentos flectores y momentos torsores en diversas secciones de la viga.

El cálculo de las vigas y losas en balcón se hizo por el método de las acciones.

NOTACION.

a) Vigas de Planta circular

R = radio de la escalera

β = semi-ángulo de giración de la escalera

w = carga uniforme

$$k = \frac{EI}{GJ}$$

$$z = \frac{2(k+1)\sin\beta - 2k\beta\cos\beta}{(k+1)\beta - (k-1)\sin\beta\cos\beta}$$

b) Vigas con dos quiebres.

α , β y γ = coeficientes de Momentos.



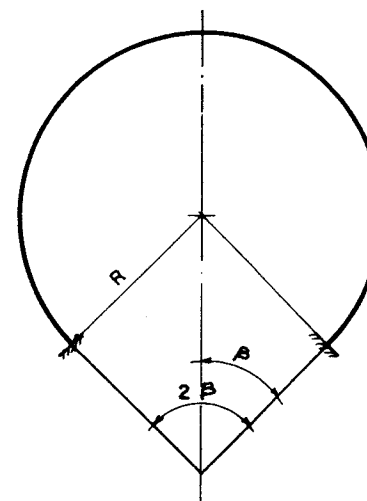


BIBLIOGRAFIA

Ministerio de Obras Públicas
"Manual para Cálculo de Edificios"
Ed. Cooperativa en Artes Gráficas.
Caracas 1944.
Bincy Kumar Chatterjee
"Theory and Design of Concrete Shells"
Ed. Eduard Arnold LTD.
Londres 1971.



VIGA CIRCULAR CON CARGA UNIFORME



M FLECTOR EN EL CENTRO DEL TRAMO :

$$M_{\text{TRAMO}} = \omega R^2 (Z - 1)$$

M FLECTOR EN EL APOYO :

$$M_{\text{APOYO}} = \omega R^2 (Z \cos \beta - 1)$$

M TORSOR EN EL APOYO :

$$M_t = \omega R^2 (Z \sin \beta - \beta)$$

β EN RADIANES



TABLA N° 8.29

 $\beta = 15^\circ$

b/h	Z	Z - 1	Z cos. β	Z cos. $\beta - 1$	Z sen. β	Z sen. $\beta - \beta$
0.20	1.0101	0.0101	0.9757	- 0.0243	0.2614	- 0.0004
0.25	1.0105	0.0105	0.9761	- 0.0239	0.2615	- 0.0003
0.33	1.0108	0.0108	0.9764	- 0.0236	0.2616	- 0.0002
0.40	1.0109	0.0109	0.9765	- 0.0235	0.2616	- 0.0002
0.50	1.0111	0.0111	0.9766	- 0.0234	0.2617	- 0.0001
0.67	1.0112	0.0112	0.9767	- 0.0233	0.2617	- 0.0001
0.85	0.0112	0.0112	0.9767	- 0.0233	0.2617	- 0.0001
1.0	0.0113	0.0113	0.9768	- 0.0232	0.2617	- 0.0001
5.0	1.0112	0.0112	0.9767	- 0.0233	0.2617	- 0.0001
10.0	1.0113	0.0113	0.9768	- 0.0232	0.2617	- 0.0001

TABLA N° 8.30

 $\beta = 30^\circ$

b/h	Z	Z - 1	Z cos. β	Z cos. $\beta - 1$	Z sen. β	Z sen. $\beta - \beta$
0.20	1.0345	0.0345	0.8959	- 0.1041	0.5173	- 0.0063
0.25	1.0363	0.0363	0.8975	- 0.1025	0.5182	- 0.0054
0.33	1.0385	0.0385	0.8994	- 0.1006	0.5193	- 0.0043
0.40	1.0398	0.0398	0.9005	- 0.0995	0.5199	- 0.0037
0.50	1.0411	0.0411	0.9016	- 0.0984	0.5206	- 0.0030
0.67	1.0423	0.0423	0.9027	- 0.0973	0.5212	- 0.0024
0.85	1.0429	0.0429	0.9032	- 0.0968	0.5215	- 0.0021
1.0	1.0433	0.0433	0.9035	- 0.0965	0.5217	- 0.0019
5.0	1.0443	0.0443	0.9044	- 0.0956	0.5222	- 0.0014
10.0	1.0444	0.0444	0.9045	- 0.0955	0.5222	- 0.0014



TABLA N° 8.31

 $\beta = 45^\circ$

b/h	Z	Z - 1	Z cos. β	Z cos. $\beta - 1$	Z sen. β	Z sen. $\beta - \beta$
0.20	1.0712	0.0712	0.7575	- 0.2425	0.7575	- 0.0279
0.25	1.0740	0.0740	0.7594	- 0.2406	0.7594	- 0.0260
0.33	1.0782	0.0782	0.7624	- 0.2376	0.7624	- 0.0230
0.40	1.0810	0.0810	0.7644	- 0.2356	0.7644	- 0.0210
0.50	1.0843	0.0843	0.7667	- 0.2333	0.7667	- 0.0187
0.67	1.0880	0.0880	0.7693	- 0.2307	0.7693	- 0.0161
0.85	1.0901	0.0901	0.7708	- 0.2292	0.7708	- 0.0146
1.0	1.0915	0.0915	0.7718	- 0.2282	0.7718	- 0.0136
5.0	1.0954	0.0954	0.7746	- 0.2254	0.7746	- 0.0108
10.0	1.0957	0.0957	0.7748	- 0.2252	0.7748	- 0.0106

TABLA N° 8.32

 $\beta = 60^\circ$

b/h	Z	Z - 1	Z cos. β	Z cos. $\beta - 1$	Z sen. β	Z sen. $\beta - \beta$
0.20	1.1220	0.1220	0.5610	- 0.4390	0.9717	- 0.0755
0.25	1.1248	0.1248	0.5624	- 0.4376	0.9741	- 0.0731
0.33	1.1296	0.1296	0.5648	- 0.4352	0.9783	- 0.0689
0.40	1.1332	0.1332	0.5666	- 0.4334	0.9814	- 0.0658
0.50	1.1378	0.1378	0.5689	- 0.4311	0.9854	- 0.0618
0.67	1.1435	0.1435	0.5718	- 0.4282	0.9903	- 0.0569
0.85	1.1474	0.1474	0.5737	- 0.4263	0.9937	- 0.0535
1.0	1.1500	0.1500	0.5750	- 0.4250	0.9959	- 0.0513
5.0	1.1580	0.1580	0.5790	- 0.4210	1.0029	- 0.0443
10.0	1.1587	0.1587	0.5794	- 0.4206	1.0035	- 0.0437



TABLA N° 8.33

 $\beta = 75^\circ$

b/h	Z	Z - 1	Z cos. β	Z cos. $\beta - 1$	Z sen. β	Z sen. $\beta - \beta$
0.20	0.1888	0.1888	0.3077	- 0.6923	1.1483	- 0.1607
0.25	1.1908	0.1908	0.3082	- 0.6918	1.1502	- 0.1588
0.33	1.1943	0.1943	0.3091	- 0.6909	1.1536	- 0.1554
0.40	1.1970	0.1970	0.3098	- 0.6902	1.1562	- 0.1528
0.50	1.2009	0.2009	0.3108	- 0.6892	1.1600	- 0.1490
0.67	1.2061	0.2061	0.3122	- 0.6878	1.1650	- 0.1440
0.85	1.2098	0.2098	0.3131	- 0.6869	1.1686	- 0.1404
1.0	1.2126	0.2126	0.3138	- 0.6862	1.1713	- 0.1377
5.0	1.2219	0.2219	0.3163	- 0.6837	1.1803	- 0.1287
10.0	1.2227	0.2227	0.3165	- 0.6835	1.1810	- 0.1280

TABLA N° 8.34

 $\beta = 90^\circ$

b/h	Z	Z - 1	Z cos. β	Z cos. $\beta - 1$	Z sen. β	Z sen. $\beta - \beta$
0.20 a 10.0	1.2732	0.2732	0	-1	1.2752	0.4878



TABLA N° 8.35

 $\beta = 105^\circ$

b/h	Z	Z - 1	Z cos. β	Z cos. $\beta - 1$	Z sen. β	Z sen. $\beta - \beta$
0.20	1.3761	0.3761	- 0.3562	- 1.3562	1.3292	- 0.5043
0.25	1.3728	0.3728	- 0.3553	- 1.3553	1.3260	- 0.5066
0.33	1.3666	0.3666	- 0.3537	- 1.3537	1.3200	- 0.5126
0.40	1.3614	0.3614	- 0.3524	- 1.3524	1.3150	- 0.5176
0.50	1.3536	0.3536	- 0.3503	- 1.3503	1.3075	- 0.5251
0.67	1.3421	0.3421	- 0.3474	- 1.3474	1.2964	- 0.5362
0.85	1.3329	0.3329	- 0.3450	- 1.3450	1.2875	- 0.5451
1.0	1.3257	0.3257	- 0.3431	- 1.3431	1.2805	- 0.5521
5.0	1.2974	0.2974	- 0.3358	- 1.3358	1.2532	- 0.5794
10.0	1.2934	0.2934	- 0.3350	- 1.3350	1.2502	- 0.5824

TABLA N° 8.36

 $\beta = 120^\circ$

b/h	Z	Z - 1	Z cos. β	Z cos. $\beta - 1$	Z sen. β	Z sen. $\beta - \beta$
0.20	1.4963	0.4963	- 0.7481	- 1.7482	1.2958	- 0.7986
0.25	1.4877	0.4877	- 0.7438	- 1.7439	1.2884	- 0.8060
0.33	1.4719	0.4719	- 0.7359	- 1.7360	1.2747	- 0.8197
0.40	1.4584	0.4584	- 0.7292	- 1.7292	1.2630	- 0.8314
0.50	1.4380	0.4380	- 0.7190	- 1.7190	1.2453	- 0.8491
0.67	1.4074	0.4074	- 0.7037	- 1.7037	1.2188	- 0.8756
0.85	1.4129	0.4129	- 0.7064	- 1.7065	1.2236	- 0.8708
1.0	1.3626	0.3626	- 0.6813	- 1.6813	1.1800	- 0.9143
5.0	1.2823	0.2823	- 0.6411	- 1.6412	1.1505	- 0.9839
10.0	1.2733	0.2733	- 0.6366	- 1.6367	1.1027	- 0.9917



TABLA N° 8.37

 $\beta = 135^\circ$

b/h	Z	Z-1	Z cos. β	Z cos. $\beta-1$	Z sen. β	Z sen. $\beta-\beta$
0.20	1.6284	0.6284	- 1.1515	- 2.1515	1.1515	- 1.2047
0.25	1.6122	0.6122	- 1.1400	- 2.1400	1.1400	- 1.2162
0.33	1.5822	0.5822	- 1.1188	- 2.1188	1.1188	- 1.2374
0.40	1.5568	0.5568	- 1.1008	- 2.1008	1.1008	- 1.2554
0.50	1.5181	0.5181	- 1.0735	- 2.0735	1.0735	- 1.2827
0.67	1.4601	0.4601	- 1.0324	- 2.0324	1.0324	- 1.3237
0.85	1.4129	0.4129	- 0.9991	- 1.9991	0.9991	- 1.3571
1.0	1.3751	0.3751	- 0.9723	- 1.9723	0.9723	- 1.3839
5.0	1.2222	0.2222	- 0.8642	- 1.8642	0.8642	- 1.4920
10.	1.2048	0.2048	- 0.8519	- 1.8519	0.8519	- 1.5043

TABLA N° 8.38

 $\beta = 150^\circ$

b/h	Z	Z-1	Z cos. β	Z cos. $\beta-1$	Z sen. β	Z sen. $\beta-\beta$
0.20	1.7587	0.7587	- 1.5231	- 2.5231	0.8794	- 1.7386
0.25	1.7324	0.7321	- 1.5000	- 2.5000	0.8661	- 1.7519
0.33	1.6830	0.6830	- 1.4575	- 2.4575	0.8415	- 1.7765
0.40	1.6417	0.6417	- 1.4218	- 2.4218	0.8209	- 1.7971
1.50	1.5792	0.5792	- 1.3676	- 2.3676	0.7896	- 1.8284
0.67	1.4865	0.4865	- 1.2873	- 2.2873	0.7433	- 1.8747
0.85	1.4120	0.4120	- 1.2228	- 2.2228	0.7060	- 1.9120
1.0	1.3528	0.3528	- 1.1716	- 2.1716	0.6764	- 1.9416
5.0	1.1183	0.1183	- 1.9685	- 1.9685	0.5592	- 2.0588
10.0	1.0924	0.0924	- 0.9460	- 1.9460	0.5462	- 2.0718



TABLA N° 8.39

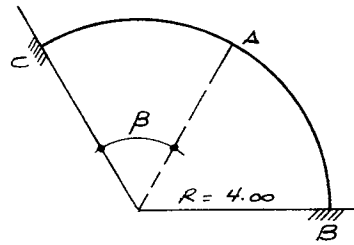
 $\beta = 165^\circ$

b/h	Z	Z-1	Z cos. β	Z cos. $\beta-1$	Z sen. β	Z sen. $\beta-\beta$
0.20	1.8600	0.8600	- 1.7966	- 2.7966	0.4814	- 2.3984
0.25	1.8206	0.8206	- 1.7586	- 2.7586	0.4712	- 2.4086
0.33	1.7484	0.7484	- 1.6888	- 2.6888	0.4525	- 2.4273
0.40	1.6882	0.6882	- 1.6307	- 2.6307	0.4369	- 2.4429
0.50	1.5985	0.5985	- 1.5440	- 2.5440	0.4137	- 2.4661
0.67	1.4682	0.4682	- 1.4182	- 2.4182	0.3800	- 2.4998
0.85	1.3654	0.3654	- 1.3189	- 2.3189	0.3534	- 2.5264
1.0	1.2851	0.2851	- 1.2413	- 2.2413	0.3326	- 2.5472
5.0	0.9779	- 0.0221	- 0.9446	- 1.9446	0.2531	- 2.6267
10.0	0.9450	- 0.0550	- 0.9128	- 1.9128	0.2446	- 2.6352

TABLA N° 8.40

 $\beta = 180^\circ$

b/h	Z	Z-1	Z cos. β	Z cos. $\beta-1$	Z sen. β	Z sen. $\beta-\beta$
0.20	1.8880	0.8880	- 1.8880	- 2.8880	0.0000	- 3.1416
0.25	1.8354	0.8354	- 1.8354	- 2.8354	0.0000	- 3.1416
0.33	1.7403	0.7403	- 1.7403	- 2.7403	0.0000	- 3.1416
0.40	1.6622	0.6622	- 1.6622	- 2.6622	0.0000	- 3.1416
0.50	1.5475	0.5475	- 1.5475	- 2.5475	0.0000	- 3.1416
0.67	1.3846	0.3846	- 1.3846	- 2.3846	0.0000	- 3.1416
0.85	1.2593	0.2593	- 1.2593	- 2.2593	0.0000	- 3.1416
1.00	1.1632	0.1632	- 1.1632	- 2.1632	0.0000	- 3.1416
5.0	0.8095	- 0.1905	- 0.8095	- 1.8095	0.0000	- 3.1416
10.0	0.7730	- 0.2270	- 0.7730	- 1.7730	0.0000	- 3.1416

VIGA EN BALCON CIRCULAR CON CARGA UNIFORME

DATOS:

LA VIGA EN BALCON GIRA UN
ANGULO DE 120° POR TANTO

$$\beta = 60^\circ$$

$$b = 30 \text{ cm.} \quad h = 60 \text{ cm.}$$

$$R = 4.00 \text{ mts.}$$

$$w = 8000 \text{ K/m.}$$

SE DESEA CALCULAR MOMENTOS FLECTORES EN EL
CENTRO DEL TRAMO (PUNTO A) Y EN LOS APOYOS
(PUNTOS B Y C) Y MOMENTO TORSOR EN LOS
APOYOS.

1) SE CALCULA LA RELACION b/h

$$b/h = \frac{30}{60} = 0.50$$

2) SE IDENTIFICA LA TABLA CORRESPONDIENTE
a $\beta = 60^\circ$

3) EN ESTA TABLA, CON EL VALOR $b/h = 0.50$
SE OBTIENEN LOS VALORES NECESARIOS
PARA EL CALCULO QUE SON LOS SIGUIENTES:

$$Z - 1 = 0.1378$$

$$Z \cos. \beta - 1 = -0.4311$$

$$Z \sin. \beta - \beta = -0.0618$$



4) SE CALCULAN LOS VALORES DE LOS MOMENTOS
POR LAS EXPRESIONES SIGUIENTES:

$$M_{\text{FLECTOR TRAMO}} = w R^2 (Z - 1)$$

$$= 3000 \times 4^2 \times 0.1378 = 6614 \text{ K-mt.}$$

$$M_{\text{FLECTOR APOYO}} = w R^2 (Z \cos \beta - 1)$$

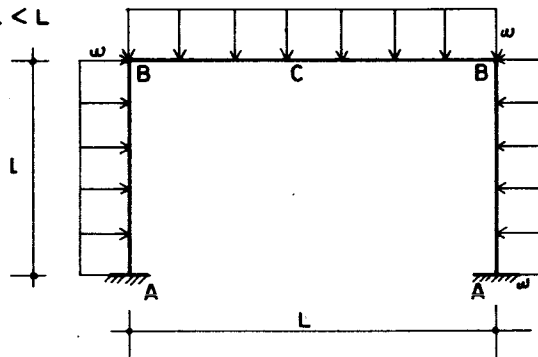
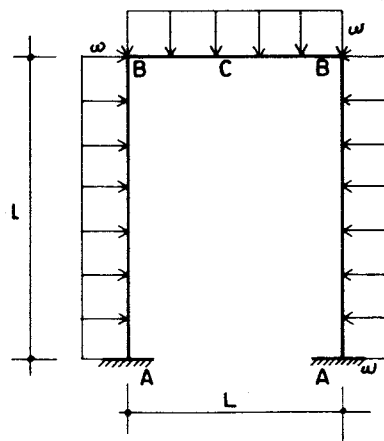
$$= -3000 \times 4^2 \times 0.4311 = 20692 \text{ K-mt.}$$

$$M_{\text{TORSOR APOYO}} = w R^2 (Z \sin \beta - \beta)$$

$$= -3000 \times 4^2 \times 0.0618 = 2966 \text{ K-mt.}$$



VIGA CON DOS QUIEBRES á 90° y CARGA UNIFORME

CASO ① $l < L$ CASO ② $l > L$ 

$$M_{\text{flector en A}} = \alpha w L^2$$

$$M_{\text{flector en B}} = \beta w L^2$$

$$M_{\text{flector en C}} = \gamma w L^2$$

$$M_{\text{torsor en A}} = \text{MOMENTO TORSOR EN B} = M_{\text{flector en B}}$$



TABLA N° 8.41

 $l < L$

l/L	$h/b = 0.5$			$h/b = 0.75$		
	α	β	γ	α	β	γ
0.10	0.0550	0.0712	0.0538	0.0550	0.0685	0.0565
0.20	0.1200	0.0622	0.0628	0.1200	0.0582	0.0668
0.30	0.1950	0.0552	0.0698	0.1950	0.0506	0.0744
0.40	0.2800	0.0496	0.0754	0.2800	0.0447	0.0803
0.50	0.3750	0.0451	0.0799	0.3750	0.0401	0.0849
0.60	0.4800	0.0413	0.0837	0.4800	0.0363	0.0887
0.70	0.5950	0.0381	0.0869	0.5950	0.0332	0.0918
0.80	0.7200	0.0353	0.0897	0.7200	0.0305	0.0945
0.90	0.8550	0.0329	0.0921	0.8550	0.0283	0.0967
1.00	1.0000	0.0309	0.0941	1.0000	0.0264	0.0986

TABLA N° 8.42

l/L	$h/b = 1.0$			$h/b = 1.25$		
	α	β	γ	α	β	γ
0.10	0.0550	0.0653	0.0597	0.0550	0.0615	0.0635
0.20	0.1200	0.0537	0.0713	0.1200	0.0487	0.0763
0.30	0.1950	0.0456	0.0794	0.1950	0.0403	0.0847
0.40	0.2800	0.0396	0.0854	0.2800	0.0344	0.0906
0.50	0.3750	0.0350	0.0900	0.3750	0.0300	0.0950
0.60	0.4800	0.0314	0.0936	0.4800	0.0266	0.0984
0.70	0.5950	0.0284	0.0966	0.5950	0.0239	0.1011
0.80	0.7200	0.0260	0.0990	0.7200	0.0217	0.1033
0.90	0.8550	0.0239	0.1011	0.8550	0.0199	0.1051
1.00	1.0000	0.0222	0.1028	1.0000	0.0183	0.1067



TABLA N° 8.43

 $L < L$

h / b = 1.5				h / b = 2.0		
L / L	α	β	γ	α	β	γ
0.10	0.0550	0.0576	0.0674	0.0550	0.0496	0.0754
0.20	0.1200	0.0440	0.0810	0.1200	0.0353	0.0897
0.30	0.1950	0.0356	0.0894	0.1950	0.0274	0.0976
0.40	0.2800	0.0299	0.0951	0.2800	0.0224	0.1026
0.50	0.3750	0.0257	0.0993	0.3750	0.0189	0.1061
0.60	0.4800	0.0226	0.1024	0.4800	0.0164	0.1086
0.70	0.5950	0.0202	0.1048	0.5950	0.0145	0.1105
0.80	0.7200	0.0182	0.1068	0.7200	0.0129	0.1121
0.90	0.8550	0.0166	0.1084	0.8550	0.0117	0.1133
1.00	0.0000	0.0152	0.1098	1.0000	0.0107	0.1143

TABLA N° 8.44

h / b = 2.5				h / b = 3.0		
L / L	α	β	γ	α	β	γ
0.10	0.0550	0.0422	0.0828	0.0550	0.0358	0.0892
0.20	0.1200	0.0283	0.0967	0.1200	0.0228	0.1022
0.30	0.1950	0.0212	0.1038	0.1950	0.0167	0.1083
0.40	0.2800	0.0170	0.1080	0.2800	0.0132	0.1118
0.50	0.3750	0.0142	0.1108	0.3750	0.0109	0.1141
0.60	0.4800	0.0122	0.1128	0.4800	0.0093	0.1157
0.70	0.5950	0.0107	0.1143	0.5950	0.0081	0.1169
0.80	0.7200	0.0095	0.1155	0.7200	0.0072	0.1178
0.90	0.8550	0.0085	0.1165	0.8550	0.0064	0.1186
1.00	1.0000	0.0078	0.1172	1.0000	0.0058	0.1192



TABLA N° 8.45

 $L > L$

h / b = 0.5				h / b = 0.75		
L/L	α	β	γ	α	β	γ
0.10	55.0000	0.0046	0.1204	55.0000	0.0037	0.1213
0.20	15.0000	0.0088	0.1162	15.0000	0.0071	0.1179
0.30	7.2222	0.0125	0.1125	7.2222	0.0102	0.1148
0.40	4.3750	0.0159	0.1091	4.3750	0.0130	0.1120
0.50	3.0000	0.0189	0.1061	3.0000	0.0157	0.1093
0.60	2.2222	0.0217	0.1033	2.2222	0.0181	0.1069
0.70	0.7347	0.0243	0.1007	1.7347	0.0204	0.1046
0.80	1.4063	0.0267	0.0983	1.4063	0.0225	0.1025
0.90	1.1728	0.0289	0.0961	1.1728	0.0245	0.1005
1.00	1.0000	0.0309	0.0941	1.0000	0.0264	0.0986

TABLA N° 8.46

h / b = 1.0				h / b = 1.25		
L / L	α	β	γ	α	β	γ
0.10	55.0000	0.0029	0.1221	55.0000	0.0023	0.1227
0.20	15.0000	1.0056	0.1194	15.0000	0.0044	0.1206
0.30	7.2222	0.0082	0.1168	7.2222	0.0065	0.1185
0.40	4.3750	0.0105	0.1145	4.3750	0.0084	0.1166
0.50	3.0000	0.0128	0.1122	3.0000	0.0103	0.1147
0.60	2.2222	0.0149	0.1101	2.2222	0.0120	0.1130
0.70	1.7347	0.0169	0.1081	1.7347	0.0137	0.1113
0.80	1.4063	0.0187	0.1063	1.4063	0.0153	0.1097
0.90	1.1728	0.0205	0.1045	1.1728	0.0168	0.1082
1.00	1.0000	0.0222	0.1028	1.0000	0.0183	0.1067



TABLA N° 8.47

 $L > L$

h / b = 1.5				h / b = 2.0		
L / L	α	β	γ	α	β	γ
0.10	55.0000	0.0018	0.1232	55.0000	0.0012	0.1238
0.20	15.0000	0.0036	0.1214	15.0000	0.0024	0.1226
0.30	7.2222	0.0052	0.1198	7.2222	0.0035	0.1215
0.40	4.3750	0.0068	0.1182	4.3750	0.0046	0.1204
0.50	3.0000	0.0084	0.1166	3.0000	0.0057	0.1193
0.60	2.2222	0.0099	0.1151	2.2222	0.0068	0.1182
0.70	1.7347	0.0113	0.1137	1.7347	0.0078	0.1172
0.80	1.4063	0.0126	0.1124	1.4063	0.0088	0.1162
0.90	1.1728	0.0140	0.1110	1.1728	0.0097	0.1153
1.00	1.0000	0.0152	0.1098	1.0000	0.0107	0.1143

TABLA N° 8.48

h / b = 2.5				h / b = 3.0		
L / L	α	β	γ	α	β	γ
0.10	55.0000	0.0008	0.1242	55.0000	0.0006	0.1244
0.20	15.0000	0.0017	0.1233	15.0000	0.0012	0.1238
0.30	7.2222	0.0025	0.1225	7.2222	0.0018	0.1232
0.40	4.3750	0.0033	0.1217	4.3750	0.0024	0.1226
0.50	3.0000	0.0041	0.1209	3.0000	0.0030	0.1220
0.60	2.2222	0.0048	0.1202	2.2222	0.0036	0.1214
0.70	1.7347	0.0056	0.1194	1.7347	0.0042	0.1208
0.80	1.4063	0.0063	0.1187	1.4063	0.0047	0.1203
0.90	1.1728	0.0070	0.1180	1.1728	0.0053	0.1197
1.00	1.0000	0.0078	0.1172	1.0000	0.0058	0.1192



TABLA N° 8.49

 $L > L$

h / b = 0.10				h / b = 0.15		
L/L	α	β	γ	α	β	γ
0.10	55.0000	0.0062	0.1188	55.0000	0.0060	0.1190
0.20	15.0000	0.0115	0.1135	15.0000	0.0112	0.1138
0.30	7.2222	0.0162	0.1088	7.2222	0.0157	0.1093
0.40	4.3750	0.0203	0.1047	4.3750	0.0197	0.1053
0.50	3.0000	0.0239	0.1011	3.0000	0.0233	0.1017
0.60	2.2222	0.0271	0.0979	2.2222	0.0265	0.0985
0.70	1.7347	0.0300	0.0950	1.7347	0.0293	0.0957
0.80	1.4063	0.0326	0.0924	0.4063	0.0319	0.0931
0.90	1.1728	0.0350	0.0900	1.1728	0.0343	0.0907
1.00	1.0000	0.0371	0.0879	1.0000	0.0364	0.0886

TABLA N° 8.50

h / b = 0.20				h / b = 0.25		
L / L	α	β	γ	α	β	γ
0.10	55.0000	0.0058	0.1192	55.0000	0.0056	0.1194
0.20	15.0000	0.0109	0.1141	15.0000	0.0105	0.1145
0.30	7.2222	0.0153	0.1097	7.2222	0.0148	0.1102
0.40	4.3750	0.0192	0.1058	4.3750	0.0187	0.1063
0.50	3.0000	0.0227	0.1023	3.0000	0.0221	0.1029
0.60	2.2222	0.0258	0.0992	2.2222	0.0252	0.0998
0.70	1.7347	0.0287	0.0963	1.7347	0.0280	0.0970
0.80	1.4063	0.0312	0.0938	1.4063	0.0305	0.0945
0.90	1.1728	0.0336	0.0914	1.1728	0.0328	0.0922
1.00	1.0000	0.0357	0.0893	1.0000	0.0349	0.0901



TABLA N° 8.51

 $l < L$

h / b = 0.10				h / b = 0.15		
L / L	α	β	γ	α	β	γ
0.10	0.0550	0.0741	0.0509	0.0550	0.0738	0.0512
0.20	0.1200	0.0667	0.0583	0.1200	0.0663	0.0587
0.30	0.1950	0.0607	0.0643	0.1950	0.0601	0.0649
0.40	0.2800	0.0556	0.0694	0.2800	0.0550	0.0700
0.50	0.3750	0.0514	0.0736	0.3750	0.0507	0.0743
0.60	0.4800	0.0477	0.0773	0.4800	0.0470	0.0780
0.70	0.5950	0.0445	0.0805	0.5950	0.0438	0.0812
0.80	0.7200	0.0417	0.0833	0.7200	0.0410	0.0840
0.90	0.8550	0.0393	0.0857	0.8550	0.0386	0.0864
1.00	1.0000	0.0371	0.0879	1.0000	0.0364	0.0886

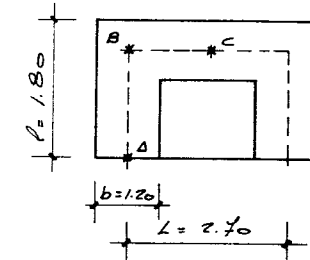
TABLA N° 8.52

h / b = 0.20				h / b = 0.25		
L / L	α	β	γ	α	β	γ
0.10	0.0550	0.0735	0.0515	0.0550	0.0732	0.0518
0.20	0.1200	0.0658	0.0592	0.1200	0.0653	0.0597
0.30	0.1950	0.0595	0.0655	0.1950	0.0589	0.0661
0.40	0.2800	0.0543	0.0707	0.2800	0.0536	0.0714
0.50	0.3750	0.0500	0.0750	0.3750	0.0492	0.0758
0.60	0.4800	0.0463	0.0787	0.4800	0.0455	0.0795
0.70	0.5950	0.0431	0.0819	0.5950	0.0423	0.0827
0.80	0.7200	0.0403	0.0847	0.7200	0.0395	0.0855
0.90	0.8550	0.0379	0.0871	0.8550	0.0371	0.0879
1.00	1.0000	0.0357	0.0893	1.0000	0.0349	0.0901

LOSA EN BALCON

CALCULAR LA LOSA EN BALCON CORRESPONDIENTE A LOS SIGUIENTES DATOS:

$$\begin{aligned}
 L &= 2.70 \text{ mts.} \\
 l &= 1.80 \text{ mts.} \\
 h &= 0.18 \text{ mts.} \\
 b &= 1.20 \text{ mts.} \\
 w &= 1320 \text{ K/ml.}
 \end{aligned}$$



SE DESEAN CALCULAR LOS MOMENTOS FLECTORES Y TORSORES EN LOS PUNTOS A, B Y C.

1) SE CALCULAN LOS VALORES

$$\frac{l}{L} = \frac{1.80}{2.70} = 0.66 ; \quad \frac{h}{b} = \frac{0.18}{1.20} = 0.15$$

2) DE LA TABLA CORRESPONDIENTE A $\frac{h}{b}$, INTERPOLANDO ENTRE $\frac{l}{L} = 0.60$ Y 0.70 SE OBTIENEN LOS VALORES NECESARIOS PARA EL CALCULO QUE SON

$$\alpha = 0.55 ; \quad \beta = 0.0462 ; \quad \gamma = 0.08$$

3) SE CALCULAN LOS VALORES DE LOS MOMENTOS POR LAS EXPRESIONES SIGUIENTES:

$$M_{FA} = \alpha w L^2$$

$$M_{FA} = 0.55 \times 1320 \times 2.7^2 = 5293 \text{ K-mt.}$$

$$M_{FB} = \beta w L^2$$

$$M_{FB} = 0.0462 \times 1320 \times 2.7^2 = 444 \text{ K-mt.}$$

$$M_{FC} = \gamma w L^2$$

$$M_{FC} = 0.08 \times 1320 \times 2.7^2 = 769 \text{ K-mt.}$$

$$M_{TA} = M_{FB} = 444 \text{ K-mt.}$$



ASPECTOS GENERALES

Estas vigas tienen aplicación en el proyecto de estanques y silos así como también en otras construcciones circulares como pabellones de exposición, edificios religiosos, cafeterías, etc.

TABLAS Y EJEMPLOS

Se incluyen tablas de coeficientes para el cálculo de los momentos flectores en apoyo y tramo, y para momentos torsores máximos de las vigas de planta circular, así como de la fuerza cortante y la reacción máximas.

Se incluyen ejemplos de aplicación.

NOTACION

α = ángulo, al centro, medido desde el apoyo, de la sección de máximo momento torsor;

M_A = momento flector en el apoyo;

M_{TR} = momento flector en el centro del tramo;

M_T = momento torsor máximo;

n = número de apoyos;

q = carga uniforme repartida sobre la viga (K/M);

Q = carga total en la viga (K);

R = radio del eje de la viga;

R_A = reacción máxima;

V_A = fuerza cortante máxima.

BIBLIOGRAFIA

Ministerio de Obras Públicas

"Manual para Cálculo de Edificios"

Ed Cooperativa de Artes Gráficas

Caracas, 1944



Bincy Kumar Chatterjee

"Theory and Design of Concrete Shells"

Ed Eduard Arnold LTD

Londres, 1971



TABLA N° 8.53

VIGAS CONTINUAS DE PLANTA CIRCULAR

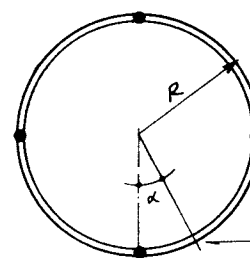
COEFICIENTES PARA EL CALCULO

n	M FLECTOR MAXIMO		M TORSOR		FUERZA CORTANTE MAXIMA(VA)	REACCION MAXIMA (RA)
	MA	MTR	MT	α		
4	-0,03415 QR	0,01762 QR	0,00527 QR	19° 12'	0,125 Q	0,250 Q
5	-0,02152 QR	0,01098 QR	0,00264 QR	15° 06'	0,100 Q	0,200 Q
6	-0,01482 QR	0,00751 QR	0,00151 QR	12° 44'	0,083 Q	0,167 Q
7	-0,01083 QR	0,00247 QR	0,00094 QR	10° 54'	0,071 Q	0,143 Q
8	-0,00827 QR	0,00417 QR	0,00063 QR	9° 33'	0,063 Q	0,125 Q
9	-0,00652 QR	0,00328 QR	0,00044 QR	8° 24'	0,056 Q	0,111 Q
10	-0,00527 QR	0,00265 QR	0,00032 QR	7° 36'	0,050 Q	0,100 Q
11	-0,00435 QR	0,00218 QR	0,00024 QR	6° 42'	0,045 Q	0,091 Q
12	-0,00365 QR	0,00183 QR	0,00018 QR	6° 21'	0,042 Q	0,083 Q



VIGA DE PLANTA CIRCULAR

CALCULAR LAS SOLICITACIONES EN LA VIGA CONTINUA DE PLANTA CIRCULAR QUE SE MUESTRA :



DATOS:

$$R = 6.0 \text{ mts.}$$

$$n = 4$$

$$q = 4.000 \text{ kg/m.}$$

- 1) SE CALCULAN LOS VALORES DE Q Y QR

$$Q = 2\pi R q = 2\pi \times 6.0 \times 4.000 = 150800 \text{ K}$$

$$QR = 150800 \times 6 = 904800 \text{ K-m}$$

- 2) SE ENTRA EN LA TABLA CON $n = 4$ Y SE OBTIENEN LOS COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE LAS SOLICITACIONES:

$$MA = -0,03415 \times QR = -0,03415 \times 904800 = -30900 \text{ K-m.}$$

$$MTR = 0,01762 \times QR = 0,01762 \times 904800 = 15940 \text{ K-m.}$$

$$MT = 0,00527 \times QR = 0,00527 \times 904800 = 4770 \text{ K-m.}$$

(este momento ocurre para una sección cuyo radio vector hace ángulo de 19° 12' con el radio vector del apoyo)

$$VA = 0,125 Q = 0,125 \times 150800 = 18850 \text{ K.}$$

$$RA = 0,250 Q = 0,250 \times 150800 = 37700 \text{ K.}$$

CON ESTOS VALORES SE PASA A DISEÑAR LA VIGA.

CAPITULO

9

*Fundaciones, Cabezales,
Muros de Sostenimiento
y Muros de Gravedad*





ASPECTOS GENERALES

Para sistematizar el diseño de fundaciones directas, aisladas de planta cuadrada y de planta rectangular se han elaborado las tablas que se insertan a continuación, en las cuales se toman resistencias del terreno que varían de 0.50 hasta 6 k/cm² las cuales deben obtenerse mediante el correspondiente estudio de suelos.

FORMULAS Y VALORES UTILIZADOS:

1. Carga de Cálculo

$$P = (A_f \times q_s) - (\text{peso propio base} + \text{escalón})$$

Como peso propio del concreto se tomó el valor 2400 kg/m³

2. Chequeo de la Altura Útil por Esfuerzo Cortante

2.1 Como losa armada en dos direcciones:

$$v_{u1} = \frac{V_{u1}}{\phi b_o d} \leq v_c = 1.06 \sqrt{f'_c}$$

2.2 Como viga:

$$v_{u2} = \frac{V_{u2}}{\phi b_o d} \leq v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

en donde:

$$V_{u1} = q_s [b_w^2 - (c + d)^2]$$

$$V_{u2} = q_s b_w \left(\frac{b_w - c}{2} - d \right)$$

$$\phi = 0.85$$

$$b = \text{lado de la base} = b_w$$

$$b_o = \text{perímetro (abcd)} = 4(c + d)$$

$$c = \text{pedestal} \geq \frac{b_w}{4} \text{ por condiciones geométricas}$$



3. Diseño por Flexión

3.1 Momento:

$$\text{Se asume } P_u = 1.55 P$$

$$q_s = \frac{P_u}{b_w^2}$$

$$M_u = q_s \times b_w \times \frac{e^2}{2}; \quad e = \frac{b_w - c}{2}$$

3.2 Armadura:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y d}$$

en donde:

$$\phi = 0.90$$

Por norma (15.4.5):

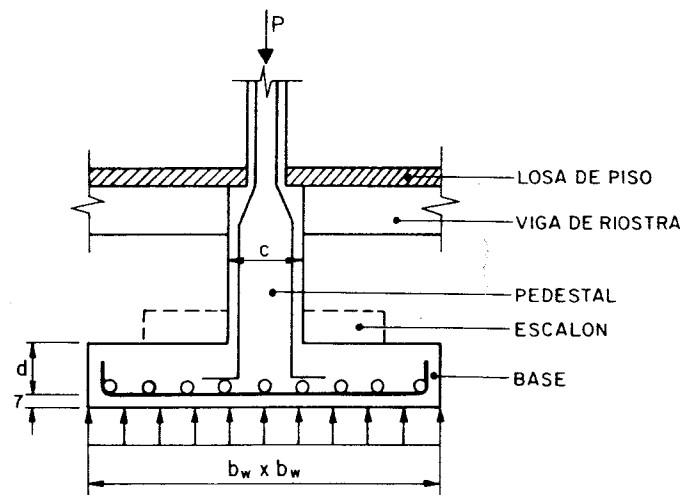
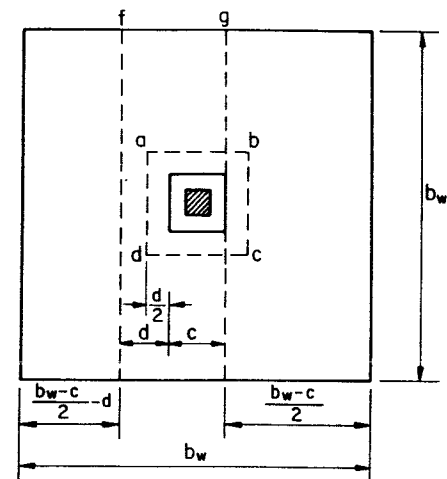
$$A_s \text{ diseño} = 1.33 A_s$$

3.3 Longitud de las cabillas:

$$2 \ell_d + c + 2(12 \phi)$$

en donde:

$$\ell_d = \text{longitud de desarrollo} \geq (2e - 14)$$





FÓRMULAS Y VALORES UTILIZADOS:

1. Carga de Cálculo

$$P = (A_f \times q_s) - (\text{peso propio base} + \text{escalón})$$

Como peso propio del concreto se tomó el valor 2400 kg/m³

2. Chequeo de la Altura Útil por Esfuerzo Cortante

2.1 Como losa armada en dos direcciones:

$$v_{u1} = \frac{V_{u1}}{\phi b_o d} \leq v_c = 1.06 \sqrt{f'_c}$$

2.2 Como viga:

$$v_{u2} = \frac{V_{u2}}{\phi b_o d} \leq v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

en donde:

$$V_{u1} = q_s [b_w^2 - (c + d)^2]$$

$$V_{u2} = q_s b_w \left(\frac{b_w - c}{2} - d \right)$$

$$\phi = 0.85$$

$$b = \text{lado de la base} = b_w$$

$$b_o = \text{perímetro (abcd)} = 4(c + d)$$

$$c = \text{pedestal} \geq \frac{b_w}{4} \text{ por condiciones geométricas}$$



USO DE LAS TABLAS

1. Escoger la tabla que cumpla con los valores de f'_c , f_y y q_s del proyecto.
2. Entrar a la columna de CARGA, con el valor de P (sin mayorar) proveniente de la superestructura.
3. En la línea correspondiente se encontrará todos los valores necesarios para el diseño de la fundación.

En las tablas siguientes se dan la geometría, las cabillas, el volumen de concreto y el peso de las armaduras de las fundaciones, para diferentes resistencias de suelos y para varias calidades de concreto y acero.

$$f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2 \quad q_s = 0.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad q_s = 1.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = 2.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = 2.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = 3.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad q_s = 0.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad q_s = 1.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = 2.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = 2.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = 3.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = 3.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = 4.00 \text{ kg/cm}^2$$



$f'_c = 200$ kg/cm ²	$q_s = 0.50$ kg/cm ²
$f_y = 4200$ kg/cm ²	$q_s = 1.00$ kg/cm ²
	$q_s = 1.50$ kg/cm ²
	$q_s = 2.00$ kg/cm ²
	$q_s = 2.50$ kg/cm ²
	$q_s = 3.00$ kg/cm ²
	$q_s = 3.50$ kg/cm ²
	$q_s = 4.00$ kg/cm ²
	$q_s = 4.50$ kg/cm ²
	$q_s = 5.00$ kg/cm ²
	$q_s = 5.50$ kg/cm ²
	$q_s = 6.00$ kg/cm ²
$f'_c = 250$ kg/cm ²	$q_s = 0.50$ kg/cm ²
$f_y = 4200$ kg/cm ²	$q_s = 1.00$ kg/cm ²
	$q_s = 1.50$ kg/cm ²
	$q_s = 2.00$ kg/cm ²
	$q_s = 2.50$ kg/cm ²
	$q_s = 3.00$ kg/cm ²
	$q_s = 3.50$ kg/cm ²
	$q_s = 4.00$ kg/cm ²
	$q_s = 4.50$ kg/cm ²
	$q_s = 5.00$ kg/cm ²
	$q_s = 5.50$ kg/cm ²
	$q_s = 6.00$ kg/cm ²

Nota: Para el detalle de armado de las fundaciones, véase Figura 13.9



TABLA 9.1

 $q_s = 0.50$ kg/cm²
 $f'_c = 150$ kg/cm²
 $f_y = 2800$ kg/cm²

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXION cm	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts			
4.28	100	30			30	0.9	5 ϕ 3/8"	1.15	0.30	6.4	
5.18	110	30			30	1.3	5 ϕ 3/8"	1.20	0.36	6.7	
6.16	120	30			30	1.9	5 ϕ 3/8"	1.30	0.43	7.3	
7.23	130	30			35	2.2	5 ϕ 3/8"	1.40	0.51	7.8	
8.39	140	30			35	2.9	5 ϕ 3/8"	1.50	0.59	8.4	
9.63	150	30			40	3.5	5 ϕ 3/8"	1.60	0.68	8.9	
10.96	160	30			40	4.4	7 ϕ 3/8"	1.70	0.77	13.3	
12.37	170	30			45	5.1	8 ϕ 3/8"	1.80	0.87	16.1	
13.87	180	30			45	6.3	9 ϕ 3/8"	1.90	0.97	19.1	
15.45	190	30			50	7.1	10 ϕ 3/8"	2.00	1.08	22.4	
17.12	200	30			50	8.6	13 ϕ 3/8"	2.10	1.20	30.5	
18.87	210	30			55	9.6	14 ϕ 3/8"	2.20	1.32	34.4	
20.72	220	30			55	11.4	10 ϕ 1/2"	2.40	1.45	47.7	
22.64	230	30			60	12.7	11 ϕ 1/2"	2.50	1.59	54.7	
24.65	240	30			60	14.8	12 ϕ 1/2"	2.60	1.73	62.0	
26.75	250	30			65	16.3	13 ϕ 1/2"	2.70	1.87	69.8	
28.93	260	30			65	18.9	10 ϕ 5/8"	2.85	2.03	88.6	
31.20	270	30			70	20.6	11 ϕ 5/8"	2.95	2.19	100.9	
33.56	280	30			70	23.6	12 ϕ 5/8"	3.05	2.35	113.8	
35.99	290	30			75	25.6	13 ϕ 5/8"	3.15	2.52	127.3	
37.44	300	35			75	23.1	12 ϕ 5/8"	3.25	3.15	121.2	
39.98	310	35			80	25.0	13 ϕ 5/8"	3.35	3.36	135.4	
42.60	320	35			80	28.1	10 ϕ 3/4"	3.55	3.58	158.8	
45.30	330	35			85	30.2	11 ϕ 3/4"	3.65	3.81	179.6	
48.09	340	35			85	33.7	12 ϕ 3/4"	3.75	4.05	201.3	
50.96	350	35			90	36.0	13 ϕ 3/4"	3.85	4.29	223.9	
52.36	360	40			90	32.9	12 ϕ 3/4"	3.95	5.18	212.1	
55.31	370	40			95	35.1	13 ϕ 3/4"	4.05	5.48	235.6	
58.34	380	40			95	38.7	14 ϕ 3/4"	4.15	5.78	259.9	
61.45	390	40			100	41.2	15 ϕ 3/4"	4.25	6.08	285.2	
64.64	400	40			100	45.2	16 ϕ 3/4"	4.35	6.40	311.4	
67.91	410	40			105	47.9	17 ϕ 3/4"	4.45	6.72	338.5	
70.56	420	45	15		105	43.1	16 ϕ 3/4"	4.55	8.60	325.7	
73.82	430	45	15		110	45.5	16 ϕ 3/4"	4.65	9.01	352.9	
77.15	440	45	15		115	49.5	18 ϕ 3/4"	4.75	9.44	382.5	
81.04	450	45	15		120	52.2	19 ϕ 3/4"	4.85	9.87	412.3	
84.60	460	45	15		125	56.6	20 ϕ 3/4"	4.95	10.32	442.9	
88.24	470	45	15		130	59.5	21 ϕ 3/4"	5.05	10.77	474.5	
91.96	480	45	15		135	64.3	23 ϕ 3/4"	5.15	11.23	529.9	
	490	45	15		140	67.4	24 ϕ 3/4"	5.25	11.70	563.7	



TABLA 9.2

 $q_s = 1.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO		
9.28	100	30			30	2.0	5 ϕ 3/8"	1.15	0.30	6.4
11.23	110	30			30	2.9	5 ϕ 3/8"	1.20	0.36	6.7
13.36	120	30			30	4.0	6 ϕ 3/8"	1.30	0.43	8.7
15.68	130	30			35	4.9	7 ϕ 3/8"	1.40	0.51	11.0
18.19	140	30			35	6.4	9 ϕ 3/8"	1.50	0.59	15.1
20.88	150	30			40	7.5	11 ϕ 3/8"	1.60	0.68	19.7
23.76	160	30			40	9.5	14 ϕ 3/8"	1.70	0.77	26.6
26.82	170	30			45	11.0	9 ϕ 1/2"	1.90	0.87	34.0
30.07	180	30			45	13.6	11 ϕ 1/2"	2.00	0.97	43.7
33.50	190	30			50	15.4	13 ϕ 1/2"	2.10	1.08	54.3
37.12	200	30			50	18.6	10 ϕ 5/8"	2.25	1.20	69.9
40.92	210	30			55	20.9	11 ϕ 5/8"	2.35	1.32	80.3
44.92	220	30			55	24.8	13 ϕ 5/8"	2.45	1.45	99.0
49.09	230	30			60	27.5	14 ϕ 5/8"	2.55	1.59	111.0
53.45	240	30			60	32.2	12 ϕ 3/4"	2.75	1.73	147.6
58.00	250	30			65	35.4	13 ϕ 3/4"	2.85	1.87	165.8
62.73	260	30			65	40.9	15 ϕ 3/4"	2.95	2.03	198.0
67.65	270	30			70	44.7	16 ϕ 3/4"	3.05	2.19	218.3
72.76	280	30			70	51.1	18 ϕ 3/4"	3.15	2.35	253.7
78.04	290	30			75	55.4	20 ϕ 3/4"	3.25	2.52	290.8
82.44	300	35			75	50.9	18 ϕ 3/4"	3.35	3.15	269.8
88.03	310	35			80	55.0	20 ϕ 3/4"	3.45	3.36	308.7
93.80	320	35			80	61.8	22 ϕ 3/4"	3.55	3.58	349.4
99.75	330	35			85	66.4	24 ϕ 3/4"	3.65	3.81	391.9
105.89	340	35			85	74.1	20 ϕ 7/8"	3.80	4.05	462.8
112.21	350	35			90	79.3	21 ϕ 7/8"	3.90	4.29	498.8
117.16	360	40			90	73.7	19 ϕ 7/8"	4.00	5.18	462.8
123.76	370	40			95	78.6	21 ϕ 7/8"	4.10	5.48	524.3
130.54	380	40			95	86.7	23 ϕ 7/8"	4.20	5.78	588.3
137.50	390	40			100	92.1	24 ϕ 7/8"	4.30	6.08	628.5
144.64	400	40			100	101.1	20 ϕ 1"	4.50	7.16	716.0
151.96	410	40			105	107.1	22 ϕ 1"	4.60	6.72	805.1
155.76	420	45	210	15	105	99.3	20 ϕ 1"	4.70	8.60	747.9
163.27	430	45	215	15	110	104.9	21 ϕ 1"	4.80	9.01	802.0
170.95	440	45	220	15	110	114.1	23 ϕ 1"	4.90	9.44	896.6
178.81	450	45	225	15	115	120.3	24 ϕ 1"	5.00	9.87	954.7
186.84	460	45	230	15	115	130.4	26 ϕ 1"	5.10	10.32	1055.0
195.05	470	45	235	15	120	137.1	28 ϕ 1"	5.20	10.77	1158.4
203.44	480	45	240	15	120	148.2	30 ϕ 1"	5.30	11.23	1265.0
212.01	490	45	245	15	125	155.5	31 ϕ 1"	5.40	11.70	1331.8
220.75	500	45	250	15	125	167.5	34 ϕ 1"	5.50	12.19	1487.8



TABLA 9.3

 $q = 1.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts			
14.28	100	30			30	3.1	5 ϕ 3/8"	1.15	0.30	6.4	
17.28	110	30			30	4.5	7 ϕ 3/8"	1.20	0.36	9.4	
20.56	120	30			30	6.2	9 ϕ 3/8"	1.30	0.43	13.1	
24.13	130	30			35	7.5	11 ϕ 3/8"	1.40	0.51	17.2	
27.99	140	30			35	9.8	14 ϕ 3/8"	1.50	0.59	23.5	
32.13	150	30			40	11.6	10 ϕ 1/2"	1.70	0.68	33.8	
36.56	160	30			40	14.7	12 ϕ 1/2"	1.80	0.77	42.9	
41.27	170	30			45	16.9	14 ϕ 1/2"	1.90	0.87	52.9	
46.27	180	30			45	20.9	11 ϕ 5/8"	2.05	0.97	70.1	
51.55	190	30			50	23.7	12 ϕ 5/8"	2.15	1.08	80.2	
57.12	200	30			50	28.6	11 ϕ 3/4"	2.35	1.20	115.7	
62.97	210	30			55	32.1	12 ϕ 3/4"	2.45	1.32	131.5	
69.12	220	30			55	38.1	14 ϕ 3/4"	2.55	1.45	159.7	
75.54	230	30			60	42.3	15 ϕ 3/4"	2.65	1.59	177.8	
82.25	240	30			60	49.5	18 ϕ 3/4"	2.75	1.73	221.5	
89.25	250	30			65	54.5	20 ϕ 3/4"	2.85	1.87	255.0	
95.72	260	35			65	51.3	18 ϕ 3/4"	2.95	2.37	237.6	
102.35	270	40			70	47.1	17 ϕ 3/4"	3.05	2.92	232.0	
110.07	280	40			70	53.9	19 ϕ 3/4"	3.15	3.14	267.8	
118.08	290	40			75	58.5	21 ϕ 3/4"	3.25	3.36	305.4	
126.36	300	40			75	66.2	24 ϕ 3/4"	3.35	3.60	359.7	
134.92	310	40			80	71.5	19 ϕ 7/8"	3.50	3.84	405.0	
143.77	320	40			80	80.4	21 ϕ 7/8"	3.60	4.10	460.4	
152.90	330	40			85	86.4	23 ϕ 7/8"	3.70	4.36	518.3	
162.30	340	40			85	96.4	20 ϕ 1"	3.90	4.62	620.6	
171.99	350	40			90	103.2	21 ϕ 1"	4.00	4.90	688.3	
181.96	360	40			90	114.5	23 ϕ 1"	4.10	5.18	750.3	
192.21	370	40			95	122.0	25 ϕ 1"	4.20	5.48	835.4	
199.71	380	45		15	95	115.2	23 ϕ 1"	4.30	5.70	786.8	
208.07	390	50	190	20	100	107.0	22 ϕ 1"	4.40	6.37	770.1	
218.60	400	50	195	20	100	117.4	24 ϕ 1"	4.50	8.80	859.2	
229.96	410	50	200	20	105	124.4	25 ϕ 1"	4.60	9.25	914.9	
241.32	420	50	205	20	105	135.9	27 ϕ 1"	4.70	9.70	1009.6	
252.94	430	50	210	20	110	143.6	29 ϕ 1"	4.80	10.17	1107.5	
264.84	440	50	215	20	110	156.3	31 ϕ 1"	4.90	10.65	1208.5	
277.82	450	50	220	20	115	164.7	33 ϕ 1"	5.00	11.14	1312.7	
289.47	460	50	225	20	115	178.6	36 ϕ 1"	5.10	11.64	1460.7	
302.19	470	50	230	20	120	187.8	38 ϕ 1"	5.20	12.15	1572.1	
315.19	480	50	235	20	120	202.9	41 ϕ 1"	5.30	12.67	1728.8	
328.46	490	50	240	20	125	212.9	43 ϕ 1"	5.40	13.21	1847.4	
338.25	500	55	250	25	125	233.2	41 ϕ 1"	5.50	15.31	1794.1	



TABLA 9.4

 $q_s = 2.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	FLEXION cm		CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts			
19.28	100	30			30	4.2	6 ϕ 3/8"	1.15	0.30	7.7
23.33	110	30			30	6.0	9 ϕ 3/8"	1.20	0.36	12.1
27.76	120	30			30	8.4	12 ϕ 3/8"	1.30	0.43	17.4
32.58	130	30			35	10.1	8 ϕ 1/2"	1.50	0.51	23.9
37.79	140	30			35	13.3	11 ϕ 1/2"	1.60	0.59	35.0
43.38	150	30			40	15.6	13 ϕ 1/2"	1.70	0.68	45.9
49.36	160	30			40	19.8	11 ϕ 5/8"	1.85	0.77	63.2
55.72	170	30			45	22.8	12 ϕ 5/8"	1.95	0.87	72.7
62.47	180	30			45	28.2	10 ϕ 3/4"	2.15	0.97	96.2
69.60	190	30			50	32.0	12 ϕ 3/4"	2.25	1.08	120.8
77.12	200	30			50	38.7	14 ϕ 3/4"	2.35	1.20	147.2
85.02	210	30			55	43.4	16 ϕ 3/4"	2.45	1.32	175.4
92.73	220	35			55	42.0	15 ϕ 3/4"	2.55	1.69	171.1
100.72	230	40			60	39.3	14 ϕ 3/4"	2.65	2.12	166.0
109.67	240	40			60	46.0	17 ϕ 3/4"	2.75	2.30	209.2
119.00	250	40			65	50.6	18 ϕ 3/4"	2.85	2.50	229.5
128.71	260	40			65	58.5	21 ϕ 3/4"	2.95	2.70	277.2
138.80	270	40			70	63.9	23 ϕ 3/4"	3.05	2.92	313.9
149.27	280	40			70	73.0	19 ϕ 7/8"	3.20	3.14	370.3
160.13	290	40			75	79.3	21 ϕ 7/8"	3.30	3.36	422.8
171.36	300	40			75	89.8	24 ϕ 7/8"	3.40	3.60	496.9
180.96	310	45	15		80	83.3	22 ϕ 7/8"	3.50	4.68	468.9
191.28	320	50	160	20	80	92.1	22 ϕ 7/8"	3.60	5.63	482.3
203.43	330	50	165	20	85	88.2	23 ϕ 7/8"	3.70	5.99	518.3
215.94	340	50	170	20	85	98.5	20 ϕ 1"	3.90	6.36	620.6
228.83	350	50	175	20	90	105.4	21 ϕ 1"	4.00	6.74	668.3
242.09	360	50	180	20	90	116.9	24 ϕ 1"	4.10	7.13	762.9
255.73	370	50	185	20	95	124.6	25 ϕ 1"	4.20	7.53	835.4
269.74	380	50	190	20	95	137.5	28 ϕ 1"	4.30	7.94	957.9
284.12	390	50	195	20	100	146.1	29 ϕ 1"	4.40	8.37	1015.2
296.48	400	55	200	25	100	142.5	29 ϕ 1"	4.50	9.80	1038.5
308.97	410	60	205	30	105	135.6	27 ϕ 1"	4.60	11.35	988.1
324.22	420	60	210	30	105	148.2	30 ϕ 1"	4.70	11.91	1121.8
339.85	430	60	215	30	110	156.5	31 ϕ 1"	4.80	12.48	1183.9
355.84	440	60	220	30	110	170.3	34 ϕ 1"	4.90	13.07	1325.5
372.19	450	60	225	30	115	179.5	36 ϕ 1"	5.00	13.67	1432.1
388.92	460	60	230	30	115	194.6	39 ϕ 1"	5.10	14.28	1582.4
406.01	470	60	235	30	120	204.7	41 ϕ 1"	5.20	14.91	1696.2
423.48	480	60	240	30	120	221.2	44 ϕ 1"	5.30	15.55	1855.3
437.70	490	65	245	35	125	210.3	42 ϕ 1"	5.40	17.71	1804.4
452.00	500	70	250	40	125	286.9	41 ϕ 1"	5.50	20.80	1794.1

TABLA 9.5

 $q_s = 2.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL LADO min cm	CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO cm		ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
24.28	100	30			30	5.3	8 ϕ 3/8"	1.15	0.30	10.3
29.38	110	30			30	7.6	11 ϕ 3/8"	1.20	0.36	14.8
34.96	120	30			30	10.5	9 ϕ 1/2"	1.40	0.43	25.0
41.03	130	30			35	12.7	11 ϕ 1/2"	1.50	0.51	32.8
47.59	140	30			35	16.7	14 ϕ 1/2"	1.60	0.59	44.5
54.63	150	30			40	19.6	10 ϕ 5/8"	1.75	0.68	54.4
62.16	160	30			40	24.9	13 ϕ 5/8"	1.85	0.77	74.7
70.17	170	30			45	28.7	11 ϕ 3/4"	2.05	0.87	100.9
78.28	180	35			45	29.0	11 ϕ 3/4"	2.15	1.13	105.8
86.78	190	40			50	27.8	10 ϕ 3/4"	2.25	1.44	100.7
96.16	200	40			50	33.6	12 ϕ 3/4"	2.35	1.60	126.2
106.02	210	40			55	37.7	14 ϕ 3/4"	2.45	1.76	153.5
116.35	220	40			55	44.7	16 ϕ 3/4"	2.55	1.94	182.5
127.17	230	40			60	49.6	18 ϕ 3/4"	2.65	2.12	213.4
138.47	240	40			60	58.1	21 ϕ 3/4"	2.75	2.30	258.4
150.25	250	40			65	63.9	23 ϕ 3/4"	2.85	2.50	293.3
161.09	260	45		15	65	63.6	23 ϕ 3/4"	2.95	3.30	303.6
172.63	270	50		20	70	61.0	22 ϕ 3/4"	3.05	4.01	300.2
185.65	280	50		20	70	69.7	18 ϕ 7/8"	3.20	4.31	350.8
199.15	290	50		20	75	75.7	20 ϕ 7/8"	3.30	4.63	401.9
213.12	300	50		20	75	85.7	23 ϕ 7/8"	3.40	4.95	476.2
227.56	310	50		20	80	92.6	24 ϕ 7/8"	3.50	5.29	511.6
242.48	320	50		20	80	104.1	21 ϕ 1"	3.70	5.63	618.2
257.88	330	50		20	85	111.8	23 ϕ 1"	3.80	5.99	695.4
272.01	340	55		25	85	111.1	22 ϕ 1"	3.90	7.08	682.6
286.40	350	60		30	90	107.0	22 ϕ 1"	4.00	8.27	700.1
303.00	360	60		30	90	118.7	24 ϕ 1"	4.10	8.75	782.9
320.07	370	60		30	95	126.5	25 ϕ 1"	4.20	9.24	835.4
337.61	380	60		30	95	139.6	28 ϕ 1"	4.30	9.75	957.9
355.61	390	60		30	100	148.3	30 ϕ 1"	4.40	10.27	1050.2
374.08	400	60		30	100	162.8	33 ϕ 1"	4.50	10.80	1181.5
393.02	410	60		30	105	172.5	35 ϕ 1"	4.60	11.35	1280.9
409.78	420	65		35	105	171.1	34 ϕ 1"	4.70	13.01	1271.4
426.75	430	70		40	110	165.4	33 ϕ 1"	4.80	14.79	1260.2
446.83	440	70		40	110	180.0	36 ϕ 1"	4.90	15.49	1403.4
467.37	450	70		40	115	189.7	38 ϕ 1"	5.00	16.20	1511.6
488.37	460	70		40	115	205.6	41 ϕ 1"	5.10	16.93	1663.6
509.84	470	70		40	120	216.2	43 ϕ 1"	5.20	17.67	1779.0
531.76	480	70		40	120	233.6	47 ϕ 1"	5.30	18.43	1981.8
554.15	490	70		40	125	245.2	49 ϕ 1"	5.40	19.21	2105.2
573.25	500	75		45	125	243.1	48 ϕ 1"	5.50	21.56	2100.4



TABLA 9.6

 $q_s = 3.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
29.28	100	30			30	6.4	9 ϕ 3/8"	1.15	0.30	11.6	
35.43	110	30			30	9.2	13 ϕ 3/8"	1.20	0.36	17.4	
42.16	120	30			30	12.7	11 ϕ 1/2"	1.40	0.43	30.6	
49.48	130	30			35	15.3	13 ϕ 1/2"	1.50	0.51	38.8	
57.39	140	30			35	20.1	11 ϕ 5/8"	1.65	0.59	56.4	
65.88	150	30			40	23.7	12 ϕ 5/8"	1.75	0.68	65.3	
74.65	160	35			40	24.6	13 ϕ 5/8"	1.85	0.90	74.7	
83.93	170	40			45	24.0	13 ϕ 5/8"	1.95	1.16	78.8	
94.09	180	40			45	29.6	11 ϕ 3/4"	2.15	1.30	105.8	
104.83	190	40			50	33.6	12 ϕ 3/4"	2.25	1.44	120.8	
116.16	200	40			50	40.6	15 ϕ 3/4"	2.35	1.60	157.7	
128.07	210	40			55	45.5	16 ϕ 3/4"	2.45	1.76	175.4	
140.55	220	40			55	54.0	19 ϕ 3/4"	2.55	1.94	216.8	
153.62	230	40			60	60.0	22 ϕ 3/4"	2.65	2.12	260.8	
166.06	240	45			60	60.5	22 ϕ 3/4"	2.75	2.81	270.7	
179.25	250	50	15		65	58.5	21 ϕ 3/4"	2.85	3.44	267.8	
193.88	260	50	20		65	67.6	24 ϕ 3/4"	2.95	3.72	316.8	
209.08	270	50	20		70	73.8	20 ϕ 7/8"	3.10	4.01	377.6	
224.85	280	50	20		70	84.4	22 ϕ 7/8"	3.20	4.31	428.7	
241.20	290	50	25		75	91.7	24 ϕ 7/8"	3.30	4.63	482.3	
256.77	300	55	25		75	92.5	24 ϕ 7/8"	3.40	5.51	496.9	
272.73	310	60	30		80	90.0	24 ϕ 7/8"	3.50	6.49	511.6	
290.61	320	60	30		80	101.2	20 ϕ 1"	3.70	6.91	588.7	
309.06	330	60	30		85	108.7	22 ϕ 1"	3.80	7.35	665.1	
328.07	340	60	30		85	121.4	24 ϕ 1"	3.90	7.80	744.7	
347.66	350	60	30		90	129.9	26 ϕ 1"	4.00	8.27	827.4	
367.80	360	60	30		90	144.1	29 ϕ 1"	4.10	8.75	946.0	
388.52	370	60	30		95	153.6	31 ϕ 1"	4.20	9.24	1035.9	
407.64	380	65	35		95	154.0	31 ϕ 1"	4.30	10.65	1060.5	
427.10	390	70	40		100	149.9	30 ϕ 1"	4.40	12.17	1050.2	
449.28	400	70	40		100	164.5	33 ϕ 1"	4.50	12.80	1181.5	
472.03	410	70	40		105	174.3	35 ϕ 1"	4.60	13.45	1280.9	
495.33	420	70	40		105	190.4	38 ϕ 1"	4.70	14.11	1420.9	
519.20	430	70	40		110	201.2	40 ϕ 1"	4.80	14.79	1527.6	
540.72	440	75	45		110	201.8	40 ϕ 1"	4.90	16.70	1559.4	
562.54	450	80	50		115	197.0	39 ϕ 1"	5.00	18.73	1551.4	
587.83	460	80	50		115	213.6	43 ϕ 1"	5.10	19.57	1744.8	
613.66	470	80	50		120	224.6	45 ϕ 1"	5.20	20.43	1861.7	
640.85	480	80	50		120	242.7	48 ϕ 1"	5.30	21.31	2024.0	
667.00	490	80	50		125	254.7	51 ϕ 1"	5.40	22.21	2191.1	
694.30	500	80	50		125	274.3	55 ϕ 1"	5.50	23.12	2406.7	



TABLA 9.7

 $q_s = 0.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE			VOLUMEN DE CONCRETO	PESO DE CABILLAS
	LADO	ALT	LADO	ALT	LADO	min	ACERO FLEXION	CANTIDAD Y	LARGO		
P	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	DIAMETRO	mts	mts ³	kgs
ton											
4.28	100	30			30	0.9	5 ϕ 3/8"	1.15	0.30	6.4	
5.18	110	30			30	1.3	5 ϕ 3/8"	1.20	0.36	6.7	
6.16	120	30			30	1.9	5 ϕ 3/8"	1.30	0.43	7.3	
7.23	130	30			35	2.2	5 ϕ 3/8"	1.40	0.51	7.8	
8.39	140	30			35	2.9	5 ϕ 3/8"	1.50	0.59	8.4	
9.63	150	30			40	3.5	5 ϕ 3/8"	1.60	0.68	8.9	
10.96	160	30			40	4.4	7 ϕ 3/8"	1.70	0.77	13.3	
12.37	170	30			45	5.1	8 ϕ 3/8"	1.80	0.87	16.1	
13.87	180	30			45	6.3	9 ϕ 3/8"	1.90	0.97	19.1	
15.45	190	30			50	7.1	10 ϕ 3/8"	2.00	1.08	22.4	
17.12	200	30			50	8.6	13 ϕ 3/8"	2.10	1.20	30.5	
18.87	210	30			55	9.6	14 ϕ 3/8"	2.20	1.32	34.4	
20.72	220	30			55	11.4	10 ϕ 1/2"	2.40	1.45	47.7	
22.64	230	30			60	12.7	11 ϕ 1/2"	2.50	1.59	54.7	
24.65	240	30			60	14.8	12 ϕ 1/2"	2.60	1.73	62.0	
26.75	250	30			65	16.3	13 ϕ 1/2"	2.70	1.87	69.8	
28.93	260	30			65	18.9	10 ϕ 5/8"	2.85	2.03	88.6	
31.20	270	30			70	20.6	11 ϕ 5/8"	2.95	2.19	100.9	
33.56	280	30			70	23.6	12 ϕ 5/8"	3.05	2.35	113.8	
35.99	290	30			75	25.6	13 ϕ 5/8"	3.15	2.52	127.3	
37.44	300	35			75	23.1	12 ϕ 5/8"	3.25	3.15	121.2	
39.98	310	35			80	25.0	13 ϕ 5/8"	3.35	3.36	135.4	
42.60	320	35			80	28.1	10 ϕ 3/4"	3.55	3.58	158.8	
45.30	330	35			85	30.2	11 ϕ 3/4"	3.65	3.81	179.6	
48.09	340	35			85	33.7	12 ϕ 3/4"	3.75	4.05	201.3	
50.96	350	35			90	36.0	13 ϕ 3/4"	3.85	4.29	223.9	
52.36	360	40			90	32.9	12 ϕ 3/4"	3.95	5.18	212.1	
55.31	370	40			95	35.1	13 ϕ 3/4"	4.05	5.48	235.6	
58.34	380	40			95	38.7	14 ϕ 3/4"	4.15	5.78	259.9	
61.45	390	40			100	41.2	15 ϕ 3/4"	4.25	6.08	285.2	
64.64	400	40			100	45.2	16 ϕ 3/4"	4.35	6.40	311.4	
67.91	410	40			105	47.9	17 ϕ 3/4"	4.45	6.72	338.5	
70.82	420	45	15		105	43.1	16 ϕ 3/4"	4.55	8.60	325.7	
74.15	430	45	15		110	45.5	16 ϕ 3/4"	4.65	9.01	352.9	
77.56	440	45	15		110	49.5	18 ϕ 3/4"	4.75	9.44	382.5	
81.04	450	45	15		115	52.2	19 ϕ 3/4"	4.85	9.87	412.3	
84.60	460	45	15		115	56.6	20 ϕ 3/4"	4.95	10.32	442.9	
88.24	470	45	15		120	59.5	21 ϕ 3/4"	5.05	10.77	474.5	
91.96	480	45	15		120	64.3	23 ϕ 3/4"	5.15	11.23	529.9	
95.75	490	45	15		125	67.4	24 ϕ 3/4"	5.25	11.70	563.7	
	500	45	15		125	72.6	19 ϕ 7/8"	5.40	12.19	624.8	



TABLA 9.8

 $q_s = 1.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
P											
ton											
9.28	100	30			30	2.0	5 ϕ 3/8"	1.15	0.30	6.4	
11.23	110	30			30	2.9	5 ϕ 3/8"	1.20	0.36	6.7	
13.36	120	30			30	4.0	6 ϕ 3/8"	1.30	0.43	8.7	
15.68	130	30			35	4.9	7 ϕ 3/8"	1.40	0.51	11.0	
18.19	140	30			35	6.4	9 ϕ 3/8"	1.50	0.59	15.1	
20.88	150	30			40	7.5	11 ϕ 3/8"	1.60	0.68	19.7	
23.76	160	30			40	9.5	14 ϕ 3/8"	1.70	0.77	26.6	
26.82	170	30			45	11.0	9 ϕ 1/2"	1.90	0.87	34.0	
30.07	180	30			45	13.6	11 ϕ 1/2"	2.00	0.97	43.7	
33.50	190	30			50	15.4	13 ϕ 1/2"	2.10	1.08	54.3	
37.12	200	30			50	18.6	10 ϕ 5/8"	2.25	1.20	69.9	
40.92	210	30			55	20.9	11 ϕ 5/8"	2.35	1.32	80.3	
44.92	220	30			55	24.8	13 ϕ 5/8"	2.45	1.45	99.0	
49.09	230	30			60	27.5	14 ϕ 5/8"	2.55	1.59	111.0	
53.45	240	30			60	32.2	12 ϕ 3/4"	2.75	1.73	147.6	
58.00	250	30			65	35.4	13 ϕ 3/4"	2.85	1.87	165.8	
62.73	260	30			65	40.9	15 ϕ 3/4"	2.95	2.03	198.0	
67.65	270	30			70	44.7	16 ϕ 3/4"	3.05	2.19	218.3	
72.76	280	30			70	51.1	18 ϕ 3/4"	3.15	2.35	253.7	
78.04	290	30			75	55.4	20 ϕ 3/4"	3.25	2.52	290.8	
82.44	300	35			75	50.9	18 ϕ 3/4"	3.35	3.15	269.8	
88.03	310	35			80	61.8	22 ϕ 3/4"	3.45	3.36	308.7	
93.80	320	35			80	66.4	24 ϕ 3/4"	3.55	3.58	349.4	
99.75	330	35			85	74.1	20 ϕ 7/8"	3.65	3.81	391.9	
105.89	340	35			85	79.3	21 ϕ 7/8"	3.80	4.05	462.8	
112.21	350	35			90	73.7	19 ϕ 7/8"	3.90	4.29	498.8	
117.16	360	40			90	78.6	21 ϕ 7/8"	4.00	5.18	462.8	
123.76	370	40			95	86.7	23 ϕ 7/8"	4.10	5.48	524.3	
130.54	380	40			95	92.1	24 ϕ 7/8"	4.20	5.78	588.3	
137.50	390	40			100	101.1	20 ϕ 1"	4.30	6.08	628.5	
144.64	400	40			100	107.1	22 ϕ 1"	4.50	6.40	716.0	
151.96	410	40			105	99.3	20 ϕ 1"	4.60	6.72	805.1	
155.76	420	45	210	15	105	104.9	21 ϕ 1"	4.70	7.01	862.0	
163.27	430	45	215	15	110	114.1	23 ϕ 1"	4.80	7.44	944.6	
170.95	440	45	225	15	110	120.3	24 ϕ 1"	4.90	7.87	994.7	
178.81	450	45	230	15	115	130.4	26 ϕ 1"	5.00	8.32	1055.0	
186.84	460	45	235	15	115	137.1	28 ϕ 1"	5.10	8.77	1158.4	
195.05	470	45	240	15	120	148.2	30 ϕ 1"	5.20	9.23	1265.0	
203.44	480	45	245	15	125	155.5	31 ϕ 1"	5.30	9.70	1331.8	
212.01	490	45	250	15	125	167.5	34 ϕ 1"	5.40	10.19	1487.8	
220.75	500	45	250	15	125	195.5		5.50	12.19		

TABLA 9.9

 $q_s = 1.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts			
14.28	100	30			30	3.1	5 ϕ 3/8"	1.15	0.30	6.4	
17.28	110	30			30	4.5	7 ϕ 3/8"	1.20	0.36	9.4	
20.56	120	30			30	6.2	9 ϕ 3/8"	1.30	0.43	13.1	
24.13	130	30			35	7.5	11 ϕ 3/8"	1.40	0.51	17.2	
27.99	140	30			35	9.8	14 ϕ 3/8"	1.50	0.59	23.5	
32.13	150	30			40	11.6	10 ϕ 1/2"	1.70	0.68	33.8	
36.56	160	30			40	14.7	12 ϕ 1/2"	1.80	0.77	42.9	
41.27	170	30			45	16.9	14 ϕ 1/2"	1.90	0.87	52.9	
46.27	180	30			45	20.9	11 ϕ 5/8"	2.05	0.97	70.1	
51.55	190	30			50	23.7	12 ϕ 5/8"	2.15	1.08	80.2	
57.12	200	30			50	28.6	11 ϕ 3/4"	2.35	1.20	115.7	
62.97	210	30			55	32.1	12 ϕ 3/4"	2.45	1.32	131.5	
69.12	220	30			55	38.1	14 ϕ 3/4"	2.55	1.45	159.7	
75.54	230	30			60	42.3	15 ϕ 3/4"	2.65	1.59	177.8	
82.25	240	30			60	49.5	18 ϕ 3/4"	2.75	1.73	221.5	
89.25	250	30			65	54.5	20 ϕ 3/4"	2.85	1.87	255.0	
96.53	260	30			65	62.9	23 ϕ 3/4"	2.95	2.03	303.6	
104.10	270	30			70	68.7	18 ϕ 7/8"	3.10	2.19	339.8	
111.96	280	30			70	78.6	21 ϕ 7/8"	3.20	2.35	409.2	
120.09	290	30			75	85.3	22 ϕ 7/8"	3.30	2.52	442.1	
127.44	300	35			75	78.7	21 ϕ 7/8"	3.40	3.15	434.8	
136.08	310	35			80	85.0	22 ϕ 7/8"	3.50	3.36	559.3	
145.00	320	35			80	95.6	19 ϕ 1"	3.70	3.58	634.9	
154.20	330	35			85	102.7	21 ϕ 1"	3.80	3.81	713.7	
163.69	340	35			85	114.6	23 ϕ 1"	3.90	4.05	795.6	
173.46	350	35			90	122.7	25 ϕ 1"	4.00	4.29	835.4	
181.96	360	40			90	134.6	27 ϕ 1"	4.10	5.18	750.3	
192.21	370	40			95	143.1	29 ϕ 1"	4.20	5.48	835.4	
202.74	380	40			95	157.0	31 ϕ 1"	4.30	5.78	923.7	
213.55	390	40			100	170.8	33 ϕ 1"	4.40	6.08	1015.2	
224.64	400	40			100	166.3	33 ϕ 1"	4.50	6.40	1109.9	
236.01	410	40			105	155.5	31 ϕ 1"	4.60	6.72	1207.7	
243.96	420	45	15	15	105	164.3	33 ϕ 1"	4.70	8.60	1159.2	
255.72	430	45	210	15	110	178.8	36 ϕ 1"	4.80	9.01	1260.2	
267.75	440	45	215	15	115	188.4	38 ϕ 1"	4.90	9.44	1403.4	
280.06	450	45	220	15	115	204.3	41 ϕ 1"	5.00	9.87	1511.6	
292.64	460	45	225	15	115	214.8	43 ϕ 1"	5.10	10.32	1663.6	
305.50	470	45	235	15	120	202.9	41 ϕ 1"	5.20	10.77	1779.0	
315.19	480	50	240	20	120	188.6	38 ϕ 1"	5.30	12.67	1728.8	
324.86	490	55	245	25	125	203.2	41 ϕ 1"	5.40	14.71	1632.6	
338.25	500	55	250	25	125			5.50	15.31	1794.1	



TABLA 9.10

 $q_s = 2.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
19.28	100	30			30	4.2	6 ϕ 3/8"	1.15	0.30	7.7	
23.33	110	30			30	6.0	9 ϕ 3/8"	1.20	0.36	12.1	
27.76	120	30			30	8.4	12 ϕ 3/8"	1.30	0.43	17.4	
32.58	130	30			35	10.1	8 ϕ 1/2"	1.50	0.51	23.9	
37.79	140	30			35	13.3	11 ϕ 1/2"	1.60	0.59	35.0	
43.38	150	30			40	15.6	13 ϕ 1/2"	1.70	0.68	43.9	
49.36	160	30			40	19.8	11 ϕ 5/8"	1.85	0.77	63.2	
55.72	170	30			45	22.8	12 ϕ 5/8"	1.95	0.87	72.7	
62.47	180	30			45	28.2	10 ϕ 3/4"	2.15	0.97	96.2	
69.60	190	30			50	32.0	12 ϕ 3/4"	2.25	1.08	120.8	
77.12	200	30			50	38.7	14 ϕ 3/4"	2.35	1.20	147.2	
85.02	210	30			55	43.4	16 ϕ 3/4"	2.45	1.32	175.4	
93.32	220	30			55	51.5	19 ϕ 3/4"	2.55	1.45	216.8	
101.99	230	30			60	57.1	21 ϕ 3/4"	2.65	1.59	249.0	
110.36	240	35			60	64.5	20 ϕ 3/4"	2.75	2.02	246.1	
119.00	250	40			65	50.6	18 ϕ 3/4"	2.85	2.50	229.5	
128.71	260	40			65	58.5	21 ϕ 3/4"	2.95	2.70	277.2	
138.80	270	40			70	63.9	23 ϕ 3/4"	3.05	2.92	313.9	
149.27	280	40			70	73.0	19 ϕ 7/8"	3.20	3.14	370.3	
160.13	290	40			75	79.3	21 ϕ 7/8"	3.30	3.36	422.0	
171.36	300	40			75	89.8	24 ϕ 7/8"	3.40	3.60	496.9	
182.97	310	40			80	97.0	20 ϕ 1"	3.60	3.84	572.8	
194.97	320	40			80	109.0	22 ϕ 1"	3.70	4.10	647.6	
207.35	330	40			85	117.2	24 ϕ 1"	3.80	4.36	725.6	
217.67	340	45	15		85	112.3	23 ϕ 1"	3.90	5.64	713.7	
228.83	350	50	175	20	90	105.4	21 ϕ 1"	4.00	6.74	668.3	
242.09	360	50	180	20	90	116.9	24 ϕ 1"	4.10	7.13	782.9	
255.73	370	50	185	20	95	124.6	25 ϕ 1"	4.20	7.53	835.4	
269.74	380	50	190	20	95	137.5	28 ϕ 1"	4.30	7.94	957.9	
284.12	390	50	195	20	100	146.1	29 ϕ 1"	4.40	8.37	1015.2	
298.88	400	50	200	20	100	160.3	32 ϕ 1"	4.50	8.80	1145.7	
314.01	410	50	205	20	105	169.9	34 ϕ 1"	4.60	9.25	1244.3	
329.52	420	50	210	20	105	185.6	37 ϕ 1"	4.70	9.70	1383.5	
345.39	430	50	215	20	110	196.1	39 ϕ 1"	4.80	10.17	1489.4	
358.74	440	55	220	25	110	189.6	38 ϕ 1"	4.90	11.86	1481.4	
372.19	450	60	225	30	115	179.5	36 ϕ 1"	5.00	13.67	1432.1	
388.92	460	60	230	30	115	194.6	39 ϕ 1"	5.10	14.28	1582.4	
406.01	470	60	235	30	120	204.7	41 ϕ 1"	5.20	14.91	1696.2	
423.48	480	60	240	30	120	221.2	44 ϕ 1"	5.30	15.55	1855.3	
441.30	490	60	245	30	125	232.1	46 ϕ 1"	5.40	16.21	1976.3	
459.50	500	60	250	30	125	250.0	50 ϕ 1"	5.50	16.87	2187.9	



TABLA 9.11

 $q_s = 2.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO	PESO DE CABILLAS
	LADO	ALT	LADO	ALT		LADO	ACERO FLEXION	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO		
P	cm	cm	cm	cm	min	cm		mts	mts	mts	kgs
ton											
24.28	100	30			30	5.3	8 ϕ 3/8"	1.15	0.30	10.3	
29.38	110	30			30	7.6	11 ϕ 3/8"	1.20	0.36	14.8	
34.96	120	30			30	10.5	9 ϕ 1/2"	1.40	0.43	25.0	
41.03	130	30			35	12.7	11 ϕ 1/2"	1.50	0.51	32.8	
47.59	140	30			35	16.7	14 ϕ 1/2"	1.60	0.59	44.5	
54.63	150	30			40	19.6	10 ϕ 5/8"	1.75	0.68	54.4	
62.16	160	30			40	24.9	13 ϕ 5/8"	1.85	0.77	74.7	
70.17	170	30			45	28.7	11 ϕ 3/4"	2.05	0.87	100.9	
78.67	180	30			45	35.5	13 ϕ 3/4"	2.15	0.97	125.0	
87.65	190	30			50	40.3	15 ϕ 3/4"	2.25	1.08	151.0	
96.64	200	35			50	39.8	14 ϕ 3/4"	2.35	1.40	147.2	
106.02	210	40			55	37.7	14 ϕ 3/4"	2.45	1.76	153.5	
116.35	220	40			55	44.7	16 ϕ 3/4"	2.55	1.94	182.5	
127.17	230	40			60	49.6	18 ϕ 3/4"	2.65	2.12	213.4	
138.47	240	40			60	58.1	21 ϕ 3/4"	2.75	2.30	258.4	
150.25	250	40			65	63.9	23 ϕ 3/4"	2.85	2.50	293.3	
162.51	260	40			65	73.8	20 ϕ 7/8"	3.00	2.70	345.4	
175.25	270	40			70	80.7	21 ϕ 7/8"	3.10	2.92	396.5	
188.47	280	40			70	92.2	24 ϕ 7/8"	3.20	3.14	467.7	
202.18	290	40			75	100.1	20 ϕ 1"	3.40	3.36	541.0	
214.47	300	45	150	15	75	97.6	20 ϕ 1"	3.50	4.39	556.9	
227.56	310	50	155	20	80	92.6	19 ϕ 1"	3.60	5.29	544.2	
242.48	320	50	160	20	80	104.1	21 ϕ 1"	3.70	5.63	618.2	
257.88	330	50	165	20	85	111.8	23 ϕ 1"	3.80	5.99	695.4	
273.74	340	50	170	20	85	124.8	25 ϕ 1"	3.90	6.36	775.7	
290.08	350	50	175	20	90	133.6	27 ϕ 1"	4.00	6.74	859.2	
306.89	360	50	180	20	90	148.2	30 ϕ 1"	4.10	7.13	978.6	
324.18	370	50	185	20	95	158.0	32 ϕ 1"	4.20	7.53	1069.3	
339.77	380	55	190	25	95	155.1	31 ϕ 1"	4.30	8.84	1060.5	
355.61	390	60	195	30	100	148.3	30 ϕ 1"	4.40	10.27	1050.2	
374.88	400	60	200	30	100	162.8	33 ϕ 1"	4.50	10.80	1181.5	
393.02	410	60	205	30	105	172.5	35 ϕ 1"	4.60	11.35	1280.9	
412.42	420	60	210	30	105	188.5	38 ϕ 1"	4.70	11.91	1420.9	
432.30	430	60	215	30	110	199.1	40 ϕ 1"	4.80	12.48	1527.6	
452.64	440	60	220	30	110	216.7	43 ϕ 1"	4.90	13.07	1676.3	
473.44	450	60	225	30	115	228.4	46 ϕ 1"	5.00	13.67	1829.9	
491.55	460	65	230	35	115	224.8	45 ϕ 1"	5.10	15.61	1825.9	
509.84	470	70	235	40	120	216.2	43 ϕ 1"	5.20	17.67	1779.0	
531.76	480	70	240	40	120	233.6	47 ϕ 1"	5.30	18.43	1981.8	
554.15	490	70	245	40	125	245.2	49 ϕ 1"	5.40	19.21	2105.2	
577.00	500	70	250	40	125	264.1	53 ϕ 1"	5.50	20.00	2319.2	



TABLA 9.12

 $q_s = 3.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs.
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
29.28	100	30			30	6.4	9 ϕ 3/8"	1.15	0.30	11.6	
35.43	110	30			30	9.2	13 ϕ 3/8"	1.20	0.36	17.4	
42.16	120	30			30	12.7	11 ϕ 1/2"	1.40	0.43	30.6	
49.48	130	30			35	15.3	13 ϕ 1/2"	1.50	0.51	38.8	
57.39	140	30			35	20.1	11 ϕ 5/8"	1.65	0.59	56.4	
65.88	150	30			40	23.7	12 ϕ 5/8"	1.75	0.68	65.3	
74.96	160	30			40	30.1	11 ϕ 3/4"	1.95	0.77	96.0	
84.62	170	30			45	34.7	13 ϕ 3/4"	2.05	0.87	119.2	
94.48	180	35			45	35.0	13 ϕ 3/4"	2.15	1.13	125.0	
104.83	190	40			50	33.6	12 ϕ 3/4"	2.25	1.44	120.8	
116.16	200	40			50	40.6	15 ϕ 3/4"	2.35	1.60	157.7	
128.07	210	40			55	45.5	16 ϕ 3/4"	2.45	1.76	175.4	
140.55	220	40			55	54.0	19 ϕ 3/4"	2.55	1.94	216.8	
153.62	230	40			60	60.0	22 ϕ 3/4"	2.65	2.12	260.8	
167.27	240	40			60	70.1	19 ϕ 7/8"	2.80	2.30	324.0	
181.50	250	40			65	77.2	20 ϕ 7/8"	2.90	2.50	353.2	
194.89	260	45			70	76.9	20 ϕ 7/8"	3.00	3.00	365.4	
209.08	270	50	15		75	73.8	20 ϕ 7/8"	3.10	4.01	377.6	
224.85	280	50	20		70	84.4	22 ϕ 7/8"	3.20	4.31	428.7	
241.20	290	50	20		75	91.7	24 ϕ 7/8"	3.30	4.63	482.3	
258.12	300	50	20		75	103.8	21 ϕ 1"	3.50	4.95	584.8	
275.61	310	50	20		80	112.1	23 ϕ 1"	3.60	5.29	658.8	
293.68	320	50	20		80	126.0	25 ϕ 1"	3.70	5.63	735.9	
312.33	330	50	20		85	135.4	27 ϕ 1"	3.80	5.99	816.3	
329.81	340	55	25		85	134.7	27 ϕ 1"	3.90	7.08	837.8	
347.66	350	60	30		90	129.9	26 ϕ 1"	4.00	8.27	946.0	
367.80	360	60	30		90	144.1	29 ϕ 1"	4.10	8.75	1035.9	
388.52	370	60	30		95	153.6	31 ϕ 1"	4.20	9.24	1163.2	
409.81	380	60	30		95	169.4	34 ϕ 1"	4.30	9.75	1303.9	
431.66	390	60	30		100	180.0	36 ϕ 1"	4.40	10.27	1432.1	
454.08	400	60	30		100	197.6	40 ϕ 1"	4.50	10.80	1570.7	
474.55	410	65	35		105	190.3	38 ϕ 1"	4.60	11.41	1720.9	
495.33	420	70	40		105	190.4	38 ϕ 1"	4.70	12.40	1898.7	
519.20	430	70	40		110	201.2	40 ϕ 1"	4.80	13.49	2091.3	
543.63	440	70	40		110	218.9	44 ϕ 1"	4.90	14.79	2288.8	
568.62	450	70	40		115	230.7	46 ϕ 1"	5.00	15.49	2501.3	
594.17	460	70	40		115	250.2	50 ϕ 1"	5.10	16.93	2712.7	
620.29	470	70	40		120	263.1	52 ϕ 1"	5.20	17.67	2927.7	
643.51	480	75	45		120	261.9	52 ϕ 1"	5.30	19.87	3151.1	
667.00	490	80	50		125	274.3	51 ϕ 1"	5.40	22.21	3382.5	
694.58	500	80	50		125	274.3	55 ϕ 1"	5.50	23.12	3623.5	



TABLA 9.13

 $q_s = 3.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO		
P ton										
34.28	100	30			30	7.5	11 ϕ 3/8"	1.15	0.30	14.1
41.48	110	30			30	10.8	9 ϕ 1/2"	1.30	0.36	23.3
49.36	120	30			30	14.9	12 ϕ 1/2"	1.40	0.43	33.4
57.93	130	30			35	17.9	10 ϕ 5/8"	1.55	0.51	48.2
67.19	140	30			35	23.6	12 ϕ 5/8"	1.65	0.59	61.5
77.13	150	30			40	27.7	10 ϕ 3/4"	1.85	0.68	82.8
87.45	160	35			40	28.8	11 ϕ 3/4"	1.95	0.90	96.0
98.38	170	40			45	28.1	10 ϕ 3/4"	2.05	1.16	119.7
110.29	180	40			45	34.7	13 ϕ 3/4"	2.15	1.30	125.0
122.88	190	40			50	39.4	14 ϕ 3/4"	2.25	1.44	140.9
136.16	200	40			50	47.6	17 ϕ 3/4"	2.35	1.60	178.7
150.12	210	40			55	53.4	19 ϕ 3/4"	2.45	1.76	208.3
164.75	220	40			55	63.3	23 ϕ 3/4"	2.55	1.94	262.4
180.07	230	40			60	70.3	19 ϕ 7/8"	2.70	2.12	312.4
194.86	240	45		15	60	71.0	19 ϕ 7/8"	2.80	2.81	324.0
210.50	250	50	20	20	65	68.7	18 ϕ 7/8"	2.90	3.44	317.9
227.68	260	50	20	20	65	79.4	21 ϕ 7/8"	3.00	3.72	383.7
245.53	270	50	20	20	70	86.7	23 ϕ 7/8"	3.10	4.01	434.2
264.05	280	50	20	20	70	99.1	20 ϕ 1"	3.30	4.31	525.1
283.25	290	50	20	20	75	107.6	22 ϕ 1"	3.40	4.63	595.1
301.77	300	55	25	25	75	108.8	22 ϕ 1"	3.50	5.31	612.6
320.78	310	60	30	30	80	105.9	21 ϕ 1"	3.60	6.49	601.5
341.81	320	60	30	30	80	119.0	24 ϕ 1"	3.70	6.91	706.5
363.51	330	60	30	30	85	127.9	26 ϕ 1"	3.80	7.35	786.1
385.87	340	60	30	30	85	142.7	29 ϕ 1"	3.90	7.80	899.8
408.90	350	60	30	30	90	152.8	31 ϕ 1"	4.00	8.27	986.5
432.68	360	60	30	30	90	169.4	34 ϕ 1"	4.10	8.75	1109.1
454.92	370	65	35	35	95	164.3	33 ϕ 1"	4.20	10.10	1102.7
477.68	380	70	40	40	95	166.1	33 ϕ 1"	4.30	11.55	1129.0
503.15	390	70	40	40	100	176.5	35 ϕ 1"	4.40	12.17	1225.2
529.28	400	70	40	40	100	193.8	39 ϕ 1"	4.50	12.80	1396.3
556.08	410	70	40	40	105	205.3	41 ϕ 1"	4.60	13.45	1500.5
583.53	420	70	40	40	105	224.3	45 ϕ 1"	4.70	14.11	1682.7
611.65	430	70	40	40	110	237.0	47 ϕ 1"	4.80	14.79	1794.9
637.52	440	75	45	45	110	237.9	47 ϕ 1"	4.90	16.70	1832.3
663.79	450	80	50	50	115	232.5	46 ϕ 1"	5.00	18.73	1829.9
693.63	460	80	50	50	115	252.0	50 ϕ 1"	5.10	19.57	2028.8
724.11	470	80	50	50	120	265.0	53 ϕ 1"	5.20	20.43	2192.7
755.25	480	80	50	50	120	286.4	57 ϕ 1"	5.30	21.31	2403.5
787.05	490	80	50	50	125	300.5	60 ϕ 1"	5.40	22.21	2577.7
815.75	500	85	55	55	125	301.5	60 ϕ 1"	5.50	23.12	2777.7



TABLA 9.14

 $q_s = 4.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
39.28	100	30			30	8.6	13 ϕ 3/8"	1.15	0.30	16.7	
47.53	110	30			30	12.3	10 ϕ 1/2"	1.30	0.36	25.8	
56.56	120	30			30	17.0	14 ϕ 1/2"	1.40	0.43	39.0	
66.38	130	30			35	20.5	11 ϕ 5/8"	1.55	0.51	53.0	
76.99	140	30			35	27.0	14 ϕ 5/8"	1.65	0.59	71.8	
88.11	150	35			40	26.0	14 ϕ 5/8"	1.75	0.79	76.1	
99.94	160	40			40	27.9	10 ϕ 3/4"	1.95	1.02	87.2	
112.83	170	40			45	32.2	12 ϕ 3/4"	2.05	1.16	110.1	
126.49	180	40			45	39.8	14 ϕ 3/4"	2.15	1.30	134.7	
140.93	190	40			50	45.2	16 ϕ 3/4"	2.25	1.44	161.1	
156.16	200	40			50	54.6	20 ϕ 3/4"	2.35	1.60	210.3	
172.17	210	40			55	61.2	22 ϕ 3/4"	2.45	1.76	241.1	
187.94	220	45		15	55	62.7	23 ϕ 3/4"	2.55	2.36	262.4	
204.62	230	50	15	20	60	61.3	22 ϕ 3/4"	2.65	2.91	260.8	
222.80	240	50	120	20	60	71.7	19 ϕ 7/8"	2.80	3.17	324.0	
241.75	250	50	135	20	65	78.9	21 ϕ 7/8"	2.90	3.44	370.9	
261.48	260	50	150	20	65	91.2	24 ϕ 7/8"	3.00	3.72	436.5	
281.98	270	50	135	20	70	99.6	20 ϕ 1"	3.20	4.01	509.2	
302.08	280	55	140	25	70	101.6	21 ϕ 1"	3.30	4.80	551.4	
322.78	290	60	145	30	75	99.5	20 ϕ 1"	3.40	5.68	541.0	
345.42	300	60	150	30	75	121.7	23 ϕ 1"	3.50	6.08	640.5	
368.83	310	60	155	30	80	121.7	25 ϕ 1"	3.60	6.49	716.0	
393.81	320	60	160	30	80	136.8	28 ϕ 1"	3.70	6.91	824.2	
417.96	330	60	165	30	85	147.0	30 ϕ 1"	3.80	7.35	907.0	
441.94	340	65	170	35	85	149.4	30 ϕ 1"	3.90	8.53	930.9	
466.48	350	70	175	40	90	146.6	29 ϕ 1"	4.00	9.80	922.9	
493.52	360	70	180	40	90	162.6	33 ϕ 1"	4.10	10.37	1076.4	
521.32	370	70	185	40	95	173.4	35 ϕ 1"	4.20	10.95	1169.5	
549.88	380	70	190	40	95	191.3	38 ϕ 1"	4.30	11.55	1300.0	
579.20	390	70	195	40	100	203.2	41 ϕ 1"	4.40	12.17	1435.3	
606.88	400	75	200	45	100	205.9	41 ϕ 1"	4.50	13.80	1467.9	
635.08	410	80	205	50	105	202.3	40 ϕ 1"	4.60	15.55	1453.9	
666.44	420	80	210	50	105	221.1	44 ϕ 1"	4.70	16.32	1645.3	
698.55	430	80	215	50	110	233.6	47 ϕ 1"	4.80	17.10	1794.9	
731.42	440	80	220	50	110	254.2	51 ϕ 1"	4.90	17.91	1988.2	
765.04	450	80	225	50	115	267.9	53 ϕ 1"	5.00	18.73	2108.3	
796.25	460	85	230	55	115	270.8	54 ϕ 1"	5.10	20.90	2191.1	
827.93	470	90	235	60	120	266.5	53 ϕ 1"	5.20	23.19	2192.7	
863.54	480	90	240	60	120	288.0	57 ϕ 1"	5.30	24.19	2403.5	
899.89	490	90	245	60	125	302.2	60 ϕ 1"	5.40	25.21	2577.7	
937.00	500	90	250	60	125	325.5	65 ϕ 1"	5.50	26.25	2844.3	



TABLA 15

 $q_s = 0.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (C/S)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts			
P											
ton											
4.28	100	30			30	0.6	5 ϕ 3/8"	1.15	0.30	6.4	
5.18	110	30			30	0.9	5 ϕ 3/8"	1.20	0.36	6.7	
6.16	120	30			30	1.2	5 ϕ 3/8"	1.30	0.43	7.3	
7.23	130	30			35	1.5	5 ϕ 3/8"	1.40	0.51	7.8	
8.39	140	30			35	2.0	5 ϕ 3/8"	1.50	0.59	8.4	
9.63	150	30			40	2.3	5 ϕ 3/8"	1.60	0.68	8.9	
10.96	160	30			40	2.9	5 ϕ 3/8"	1.70	0.77	9.5	
12.37	170	30			45	3.4	5 ϕ 3/8"	1.80	0.87	10.1	
13.87	180	30			45	4.2	6 ϕ 3/8"	1.90	0.97	12.7	
15.45	190	30			50	4.7	7 ϕ 3/8"	2.00	1.08	15.7	
17.12	200	30			50	5.7	9 ϕ 3/8"	2.10	1.20	21.1	
18.87	210	30			55	6.4	9 ϕ 3/8"	2.20	1.32	22.1	
20.72	220	30			55	7.6	11 ϕ 3/8"	2.30	1.45	28.3	
22.64	230	30			60	8.5	12 ϕ 3/8"	2.40	1.59	32.2	
24.65	240	30			60	9.9	14 ϕ 3/8"	2.50	1.73	39.1	
26.75	250	30			65	10.9	16 ϕ 3/8"	2.60	1.87	46.5	
28.93	260	30			65	12.6	18 ϕ 3/8"	2.70	2.03	54.3	
31.20	270	30			70	13.7	20 ϕ 3/8"	2.80	2.19	62.6	
33.56	280	30			70	15.7	13 ϕ 1/2"	3.00	2.35	77.5	
35.99	290	30			75	17.0	14 ϕ 1/2"	3.10	2.52	86.3	
37.44	300	35			75	15.4	13 ϕ 1/2"	3.20	3.15	82.7	
39.98	310	35			80	16.7	14 ϕ 1/2"	3.30	3.36	91.8	
42.68	320	35			80	18.7	15 ϕ 1/2"	3.40	3.58	101.4	
45.30	330	35			85	20.1	16 ϕ 1/2"	3.50	3.81	111.3	
48.09	340	35			85	22.4	18 ϕ 1/2"	3.60	4.05	128.8	
50.96	350	35			90	24.0	19 ϕ 1/2"	3.70	4.29	139.8	
52.36	360	40			90	22.0	18 ϕ 1/2"	3.80	5.18	136.0	
55.31	370	40			95	23.4	19 ϕ 1/2"	3.90	5.48	147.3	
58.34	380	40			95	25.8	14 ϕ 5/8"	4.05	5.78	176.2	
61.45	390	40			100	27.4	14 ϕ 5/8"	4.15	6.08	180.6	
64.64	400	40			100	30.1	16 ϕ 5/8"	4.25	6.40	211.3	
67.91	410	40			105	31.9	17 ϕ 5/8"	4.35	6.72	229.8	
70.82	420	45	210	15	105	28.7	15 ϕ 5/8"	4.45	8.60	207.5	
74.15	430	45	215	15	110	30.3	16 ϕ 5/8"	4.55	9.01	226.3	
77.56	440	45	220	15	110	33.0	17 ϕ 5/8"	4.65	9.44	245.7	
81.04	450	45	225	15	115	34.8	18 ϕ 5/8"	4.75	9.87	265.7	
84.60	460	45	230	15	115	37.7	20 ϕ 5/8"	4.85	10.32	301.5	
88.24	470	45	235	15	120	39.7	14 ϕ 3/4"	5.05	10.77	316.3	
91.96	480	45	240	15	120	42.8	16 ϕ 3/4"	5.15	11.23	368.7	
95.75	490	45	245	15	125	45.0	16 ϕ 3/4"	5.25	11.70	375.8	
	500	45	250	15	125	48.4	17 ϕ 3/4"	5.35	12.19	406.9	



TABLA 9.20

 $q_s = 3.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXION cm	CANTIDAD Y DIAMETRO		
29.28	100	30			30	4.3	6 ϕ 3/8"	0.30	7.7
35.43	110	30			30	6.1	9 ϕ 3/8"	0.36	12.1
42.16	120	30			30	8.5	12 ϕ 3/8"	0.43	17.4
49.48	130	30			35	10.2	15 ϕ 3/8"	0.51	23.5
57.39	140	30			35	13.4	19 ϕ 3/8"	0.59	31.9
65.88	150	30			40	15.8	13 ϕ 1/2"	0.68	43.9
74.96	160	30			40	20.0	16 ϕ 1/2"	0.77	57.3
84.62	170	30			45	23.1	19 ϕ 1/2"	0.87	71.8
94.48	180	35			45	23.3	19 ϕ 1/2"	1.13	75.5
104.83	190	40			50	27.4	18 ϕ 1/2"	1.44	75.1
116.16	200	40			50	27.1	14 ϕ 5/8"	1.60	97.9
128.07	210	40			55	30.3	16 ϕ 5/8"	2.35	116.9
140.55	220	40			55	36.0	19 ϕ 5/8"	2.45	144.7
153.62	230	40			60	40.0	15 ϕ 3/4"	2.65	177.8
167.27	240	40			60	46.8	17 ϕ 3/4"	2.75	209.2
181.50	250	40			65	51.5	19 ϕ 3/4"	2.85	242.3
194.89	260	45	15		65	51.3	18 ϕ 3/4"	2.95	237.6
209.08	270	50	20		70	49.2	18 ϕ 3/4"	3.05	245.6
224.85	280	50	20		70	56.3	20 ϕ 3/4"	3.15	281.9
241.20	290	50	20		75	61.1	22 ϕ 3/4"	3.25	319.9
258.12	300	50	20		75	69.2	25 ϕ 3/4"	3.35	374.7
275.61	310	50	20		80	74.8	27 ϕ 3/4"	3.45	416.8
293.68	320	50	20		80	84.0	30 ϕ 3/4"	3.55	476.5
312.33	330	50	15		85	90.3	24 ϕ 7/8"	3.70	540.8
329.81	340	55	17		85	89.8	24 ϕ 7/8"	3.80	555.4
347.66	350	60	17		90	86.6	23 ϕ 7/8"	3.90	546.3
367.80	360	60	18		90	96.0	25 ϕ 7/8"	4.00	609.0
388.52	370	60	18		95	102.4	27 ϕ 7/8"	4.10	674.2
409.81	380	60	19		95	113.0	30 ϕ 7/8"	4.20	767.3
431.66	390	60	19		100	120.0	24 ϕ 1"	4.40	840.2
454.08	400	60	20		100	131.7	27 ϕ 1"	4.50	966.7
474.35	410	65	20		105	126.9	26 ϕ 1"	4.60	951.5
495.33	420	70	21		105	126.9	26 ϕ 1"	4.70	972.2
519.20	430	70	21		110	146.0	29 ϕ 1"	4.80	1031.1
543.63	440	70	22		110	134.1	27 ϕ 1"	4.90	1130.5
568.62	450	70	22		115	153.8	31 ϕ 1"	5.00	1233.2
594.17	460	70	23		115	166.8	33 ϕ 1"	5.10	1339.0
620.29	470	70	23		120	175.4	35 ϕ 1"	5.20	1448.0
643.51	480	75	24		120	174.6	35 ϕ 1"	5.30	1475.8
667.00	490	80	24		125	167.8	34 ϕ 1"	5.40	1460.7
694.50	500	80	25		125	182.9	37 ϕ 1"	5.50	1619.0



TABLA 9.21

 $q_s = 3.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXION cm	CANTIDAD Y DIAMETRO		
34.28	100	30			30	5.0	8 ϕ 3/8"	0.30	10.3
41.48	110	30			30	7.2	11 ϕ 3/8"	0.36	14.8
49.36	120	30			30	9.9	14 ϕ 3/8"	0.43	20.3
57.93	130	30			35	12.0	17 ϕ 3/8"	0.51	26.6
67.19	140	30			35	15.7	13 ϕ 1/2"	0.59	41.4
77.13	150	30			40	18.5	15 ϕ 1/2"	0.68	50.7
87.45	160	35			40	19.2	16 ϕ 1/2"	0.90	57.3
98.38	170	40			45	18.7	15 ϕ 1/2"	1.16	56.7
110.29	180	40			45	23.1	19 ϕ 1/2"	1.30	75.5
122.88	190	40			50	26.3	14 ϕ 5/8"	1.44	93.6
136.16	200	40			50	31.7	17 ϕ 5/8"	1.60	118.9
150.12	210	40			55	35.6	18 ϕ 5/8"	1.76	131.5
164.75	220	40			55	42.2	15 ϕ 3/4"	1.94	171.1
180.07	230	40			60	46.9	17 ϕ 3/4"	2.12	201.6
194.86	240	45			60	47.3	17 ϕ 3/4"	2.75	209.2
210.50	250	50	15		65	45.8	17 ϕ 3/4"	2.85	216.8
227.68	260	50	20		70	52.9	19 ϕ 3/4"	3.44	250.8
245.53	270	50	20		70	57.8	21 ϕ 3/4"	3.15	286.6
264.05	280	50	20		75	66.1	24 ϕ 3/4"	3.25	338.2
283.25	290	50	20		75	71.8	26 ϕ 3/4"	3.35	378.1
301.77	300	55	20		80	72.5	26 ϕ 3/4"	3.45	389.7
320.78	310	60	25		80	70.6	25 ϕ 3/4"	3.55	385.9
341.81	320	60	30		85	85.3	30 ϕ 3/4"	3.65	444.7
363.51	330	60	30		85	95.2	25 ϕ 7/8"	3.80	489.9
385.87	340	60	30		90	101.8	27 ϕ 7/8"	3.90	578.6
408.90	350	60	30		90	113.0	30 ϕ 7/8"	4.00	641.3
432.60	360	65	35		95	109.6	29 ϕ 7/8"	4.10	730.8
454.92	370	70	40		95	110.8	29 ϕ 7/8"	4.20	724.1
477.68	380	70	40		100	117.7	24 ϕ 1"	4.40	741.8
503.15	390	70	40		100	129.2	26 ϕ 1"	4.50	840.2
529.28	400	70	40		105	136.9	28 ϕ 1"	4.60	930.9
556.08	410	70	20		105	149.5	30 ϕ 1"	4.70	1024.7
583.53	420	70	21		110	158.0	32 ϕ 1"	4.80	1121.8
611.65	430	70	21		115	155.0	31 ϕ 1"	4.90	1247.5
637.52	440	75	22		115	168.0	34 ϕ 1"	5.00	1233.2
663.79	450	80	23		120	176.7	35 ϕ 1"	5.10	1379.6
693.63	460	80	23		120	190.9	38 ϕ 1"	5.20	1448.0
724.11	470	80	24		125	200.3	40 ϕ 1"	5.30	1602.3
755.25	480	80	24		125	201.0	40 ϕ 1"	5.40	1718.5
787.05	490	80	25		125	201.0	40 ϕ 1"	5.50	1750.3
815.75	500	85	25		125	201.0	40 ϕ 1"	5.50	1750.3



TABLA 9.22

 $q_s = 4.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm	CANTIDAD Y DIAMETRO		
39.28	100	30				30	5.7	9 ϕ 3/8"	0.30	11.6
47.53	110	30				30	8.2	12 ϕ 3/8"	0.36	16.1
56.56	120	30				30	11.3	16 ϕ 3/8"	0.43	23.3
66.38	130	30				35	13.7	20 ϕ 3/8"	0.51	31.3
76.99	140	30				35	18.0	15 ϕ 1/2"	0.59	47.7
88.11	150	35				40	17.3	14 ϕ 1/2"	0.79	47.3
99.94	160	40				40	18.6	15 ϕ 1/2"	1.02	53.7
112.83	170	40				45	21.5	17 ϕ 1/2"	1.16	64.2
126.49	180	40				45	26.5	14 ϕ 5/8"	1.30	89.2
140.93	190	40				50	30.1	16 ϕ 5/8"	1.44	106.9
156.16	200	40				50	36.4	19 ϕ 5/8"	1.60	132.9
172.17	210	40				55	40.8	15 ϕ 3/4"	1.76	164.4
187.94	220	45				55	41.8	15 ϕ 3/4"	2.05	171.1
204.62	230	50				60	40.9	15 ϕ 3/4"	2.15	177.8
222.80	240	50				65	47.8	17 ϕ 3/4"	2.25	209.2
241.75	250	50				65	52.6	19 ϕ 3/4"	2.75	242.3
261.48	260	50				65	60.8	22 ϕ 3/4"	2.95	290.4
281.98	270	50				70	66.4	24 ϕ 3/4"	3.05	327.5
302.08	280	55				70	67.7	24 ϕ 3/4"	3.15	338.2
322.78	290	60				75	75.2	27 ϕ 3/4"	3.25	349.0
345.42	300	60				75	81.2	29 ϕ 3/4"	3.35	404.7
368.83	310	60				80	91.2	24 ϕ 7/8"	3.60	447.6
393.01	320	60				80	98.0	26 ϕ 7/8"	3.70	526.2
417.96	330	65				85	99.6	26 ϕ 7/8"	3.80	585.9
466.48	350	70				90	97.7	28 ϕ 7/8"	3.90	601.7
493.52	360	70				90	108.4	28 ϕ 7/8"	4.00	617.5
521.32	370	70				95	115.6	30 ϕ 7/8"	4.10	682.1
549.88	380	70				95	127.5	26 ϕ 1"	4.30	749.1
579.20	390	70				100	135.5	27 ϕ 1"	4.40	889.5
606.88	400	75				100	137.2	28 ϕ 1"	4.50	945.2
635.08	410	80				105	134.9	27 ϕ 1"	4.60	1002.5
666.44	420	80				105	147.4	30 ϕ 1"	4.70	1121.8
698.55	430	80				110	155.7	31 ϕ 1"	4.80	1183.9
731.42	440	80				110	169.5	34 ϕ 1"	4.90	1325.5
765.04	450	80				115	178.6	36 ϕ 1"	5.00	1432.1
796.25	460	85				115	180.5	36 ϕ 1"	5.10	1460.7
827.93	470	90				120	177.7	36 ϕ 1"	5.20	1489.4
863.54	480	90				120	192.0	38 ϕ 1"	5.30	1602.3
899.89	490	90				125	201.5	40 ϕ 1"	5.40	1718.5
937.00	500	90				125	217.0	43 ϕ 1"	5.50	1881.6



TABLA 9.23

 $q_s = 4.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm	CANTIDAD Y DIAMETRO		
44.28	100	30				30	6.4	10 ϕ 3/8"	0.30	12.9
53.58	110	30				30	9.3	13 ϕ 3/8"	0.36	17.4
63.76	120	30				30	12.8	18 ϕ 3/8"	0.43	26.2
74.83	130	30				35	15.4	13 ϕ 1/2"	0.51	38.8
86.55	140	35				35	16.6	14 ϕ 1/2"	0.69	44.5
99.09	150	40				40	16.6	14 ϕ 1/2"	0.90	47.3
112.74	160	40				40	21.0	17 ϕ 1/2"	1.02	60.8
127.28	170	40				45	24.2	20 ϕ 1/2"	1.16	75.5
142.69	180	40				45	29.9	16 ϕ 5/8"	1.30	101.9
158.98	190	40				50	34.0	18 ϕ 5/8"	1.44	120.3
175.32	200	45				50	35.5	18 ϕ 5/8"	1.95	125.9
192.63	210	50				55	35.0	18 ϕ 5/8"	2.43	131.5
211.41	220	50				55	41.6	15 ϕ 3/4"	2.66	171.1
231.07	230	50				60	46.1	17 ϕ 3/4"	2.91	201.6
251.60	240	50				60	54.0	19 ϕ 3/4"	3.17	233.8
273.00	250	50				65	59.4	21 ϕ 3/4"	3.44	267.8
294.26	260	55				65	61.3	22 ϕ 3/4"	4.14	290.4
316.24	270	60				70	60.4	22 ϕ 3/4"	4.92	300.2
340.10	280	60				70	69.1	25 ϕ 3/4"	5.29	352.3
364.83	290	60				75	75.0	27 ϕ 3/4"	5.68	392.6
390.42	300	60				75	85.0	30 ϕ 3/4"	6.08	449.6
416.88	310	60				80	91.7	24 ϕ 7/8"	6.49	511.6
442.68	320	65				80	93.9	25 ϕ 7/8"	7.55	548.1
469.14	330	70				85	92.6	24 ϕ 7/8"	8.71	540.8
498.00	340	70				85	103.3	27 ϕ 7/8"	9.25	624.8
527.73	350	70				90	110.6	29 ϕ 7/8"	9.80	688.8
558.32	360	70				90	122.6	25 ϕ 1"	10.37	815.5
589.77	370	70				95	130.8	26 ϕ 1"	10.95	868.8
619.91	380	75				95	133.2	27 ϕ 1"	12.45	923.7
650.68	390	80				100	131.4	26 ϕ 1"	14.07	910.2
684.48	400	80				100	144.2	29 ϕ 1"	14.80	1038.3
719.13	410	80				105	152.8	31 ϕ 1"	15.55	1134.5
754.64	420	80				105	166.9	33 ϕ 1"	16.32	1234.0
788.23	430	85				110	164.5	33 ϕ 1"	18.26	1260.2
822.41	440	90				110	167.6	34 ϕ 1"	20.33	1325.5
860.22	450	90				115	176.6	35 ϕ 1"	21.26	1392.3
898.88	460	90				115	191.5	38 ϕ 1"	22.22	1541.9
938.38	470	90				120	201.4	40 ϕ 1"	23.19	1654.8
978.74	480	90				120	217.6	43 ϕ 1"	24.19	1813.2
1016.34	490	95				125	214.6	43 ϕ 1"	26.71	1847.4
1054.50	500	100				125	217.9	44 ϕ 1"	29.37	1925.4



TABLA 9.26

 $q_s = 6.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXION cm	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts			
59.28	100	30			30	8.6	13 ϕ 3/8"	1.15	0.30	16.7	
71.73	110	30			30	12.4	10 ϕ 1/2"	1.30	0.36	23.8	
85.19	120	35			30	14.0	12 ϕ 1/2"	1.40	0.50	33.4	
99.78	130	40			35	14.3	12 ϕ 1/2"	1.50	0.68	35.8	
115.72	140	40			35	18.9	15 ϕ 1/2"	1.60	0.78	47.7	
132.84	150	40			40	22.2	18 ϕ 1/2"	1.70	0.90	60.8	
151.14	160	40			40	28.2	15 ϕ 5/8"	1.85	1.02	86.2	
170.02	170	45	85	15	45	28.1	15 ϕ 5/8"	1.95	1.41	90.9	
190.12	180	50	90	20	45	30.6	16 ϕ 5/8"	2.05	1.78	101.9	
211.83	190	50	95	20	50	34.7	18 ϕ 5/8"	2.15	1.99	120.3	
234.72	200	50	100	20	50	42.0	15 ϕ 3/4"	2.35	2.20	157.7	
258.78	210	50	105	20	55	47.1	17 ϕ 3/4"	2.45	2.43	186.3	
283.29	220	55	110	25	55	49.9	18 ϕ 3/4"	2.55	2.96	205.4	
308.83	230	60	115	30	60	50.0	18 ϕ 3/4"	2.65	3.57	213.4	
336.27	240	60	120	30	60	58.5	21 ϕ 3/4"	2.75	3.89	258.4	
364.87	250	60	125	30	65	64.4	23 ϕ 3/4"	2.85	4.22	293.3	
393.63	260	65	130	35	65	67.8	24 ϕ 3/4"	2.95	4.99	316.8	
423.40	270	70	135	40	70	68.0	24 ϕ 3/4"	3.05	5.83	327.5	
453.35	280	70	140	40	70	77.8	28 ϕ 3/4"	3.15	6.27	394.6	
488.45	290	70	145	40	75	84.5	30 ϕ 3/4"	3.25	6.73	436.2	
522.72	300	70	150	40	75	95.7	25 ϕ 7/8"	3.40	7.20	517.7	
558.15	310	70	155	40	80	103.3	27 ϕ 7/8"	3.50	7.69	575.5	
593.20	320	75	160	45	80	107.3	28 ϕ 7/8"	3.60	8.83	613.9	
629.22	330	80	165	50	85	107.1	28 ϕ 7/8"	3.70	10.07	630.9	
667.94	340	80	170	50	85	119.6	24 ϕ 1"	3.90	10.69	744.7	
707.80	350	80	175	50	90	128.0	26 ϕ 1"	4.00	11.33	827.4	
746.88	360	85	180	55	90	132.5	27 ϕ 1"	4.10	12.80	880.7	
786.90	370	90	185	60	95	132.4	27 ϕ 1"	4.20	14.37	902.2	
830.01	380	90	190	60	95	146.1	29 ϕ 1"	4.30	15.16	992.1	
874.27	390	90	195	60	100	155.2	31 ϕ 1"	4.40	15.97	1085.2	
919.68	400	90	200	60	100	170.4	34 ϕ 1"	4.50	16.80	1217.3	
963.72	410	95	205	65	105	169.8	34 ϕ 1"	4.60	18.70	1244.3	
1008.66	420	100	210	70	105	175.1	35 ϕ 1"	4.70	20.73	1308.8	
1057.26	430	100	215	70	110	185.0	37 ϕ 1"	4.80	21.73	1413.0	
1107.00	440	100	220	70	110	201.2	40 ϕ 1"	4.90	22.75	1559.4	
1157.89	450	100	225	70	115	212.2	42 ϕ 1"	5.00	23.79	1670.8	
1206.76	460	105	230	75	115	217.8	43 ϕ 1"	5.10	26.19	1744.8	
1256.48	470	110	235	80	120	217.3	43 ϕ 1"	5.20	28.72	1779.0	
1310.52	480	110	240	80	120	234.8	47 ϕ 1"	5.30	29.95	1981.8	
1365.69	490	110	245	80	125	246.4	49 ϕ 1"	5.40	31.21	2105.2	
1422.00	500	110	250	80	125	265.4	53 ϕ 1"	5.50	32.50	2319.2	



TABLA 9.27

 $q_s = 0.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXION cm	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts			
P											
ton											
4.28	100	30			30	0.6	5 ϕ 3/8"	1.15	0.30	6.4	
5.18	110	30			30	0.9	5 ϕ 3/8"	1.20	0.36	6.7	
6.16	120	30			30	1.2	5 ϕ 3/8"	1.30	0.43	7.3	
7.23	130	30			35	1.5	5 ϕ 3/8"	1.40	0.51	7.8	
8.39	140	30			35	2.0	5 ϕ 3/8"	1.50	0.59	8.4	
9.63	150	30			40	2.3	5 ϕ 3/8"	1.60	0.68	8.9	
10.96	160	30			40	2.9	5 ϕ 3/8"	1.70	0.77	9.5	
12.37	170	30			45	3.4	5 ϕ 3/8"	1.80	0.87	10.1	
13.87	180	30			45	4.2	6 ϕ 3/8"	1.90	0.97	12.7	
15.45	190	30			50	4.7	7 ϕ 3/8"	2.00	1.08	15.7	
17.12	200	30			50	5.7	9 ϕ 3/8"	2.10	1.20	21.1	
20.72	210	30			55	6.4	9 ϕ 3/8"	2.20	1.32	22.1	
22.64	220	30			55	7.6	11 ϕ 3/8"	2.30	1.45	28.3	
24.65	230	30			60	8.5	12 ϕ 3/8"	2.40	1.59	32.2	
26.75	240	30			60	9.9	14 ϕ 3/8"	2.50	1.73	39.1	
28.93	250	30			65	10.9	16 ϕ 3/8"	2.60	1.87	46.5	
31.20	260	30			65	12.6	18 ϕ 3/8"	2.70	2.03	54.3	
33.56	270	30			70	13.7	20 ϕ 3/8"	2.80	2.19	62.6	
35.99	280	30			70	15.7	13 ϕ 1/2"	3.00	2.35	77.5	
37.44	290	30			75	17.0	14 ϕ 1/2"	3.10	2.52	82.7	
39.98	300	35			75	15.4	13 ϕ 1/2"	3.20	3.15	91.8	
42.68	310	35			80	16.7	14 ϕ 1/2"	3.30	3.36	101.4	
45.30	320	35			80	18.7	15 ϕ 1/2"	3.40	3.58	111.3	
48.09	330	35			85	20.1	16 ϕ 1/2"	3.50	3.81	128.8	
50.96	340	35			85	22.4	18 ϕ 1/2"	3.60	4.05	139.8	
52.36	350	35			90	24.0	19 ϕ 1/2"	3.70	4.29	156.0	
55.31	360	40			90	22.0	18 ϕ 1/2"	3.80	5.18	176.2	
58.34	370	40			95	23.4	19 ϕ 1/2"	3.90	5.48	147.3	
61.45	380	40			95	25.8	14 ϕ 5/8"	4.05	5.78	180.6	
64.64	390	40			100	27.4	14 ϕ 5/8"	4.15	6.08	211.3	
67.91	400	40			100	30.1	16 ϕ 5/8"	4.25	6.40	229.8	
70.82	410	40			105	31.9	17 ϕ 5/8"	4.35	6.72	207.5	
74.15	420	45	210	15	105	28.7	15 ϕ 5/8"	4.45	8.60	226.3	
77.56	430	45	215	15	110	30.3	16 ϕ 5/8"	4.55	9.01	245.7	
81.04	440	45	220	15	110	33.0	17 ϕ 5/8"	4.65	9.44	265.7	
84.60	450	45	225	15	115	34.8	18 ϕ 5/8"	4.75	9.87	301.5	
88.24	460	45	230	15	115	37.7	20 ϕ 5/8"	4.85	10.32	316.3	
91.96	470	45	235	15	120	39.7	14 ϕ 3/4"	5.05	10.77	368.7	
95.75	480	45	240	15	120	42.8	16 ϕ 3/4"	5.15	11.23	375.8	
	490	45	245	15	125	45.0	16 ϕ 3/4"	5.25	11.70	406.9	
	500	45	250	15	125	48.4	17 ϕ 3/4"	5.35	12.19	440.9	



TABLA 9.28

 $q_s = 1.00 \text{ kg/cm}^2$ $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
9.28	100	30			30	30	1.4	5 ϕ 3/8"	1.15	0.30	6.4
11.23	110	30			30	30	1.9	5 ϕ 3/8"	1.20	0.36	6.7
13.36	120	30			30	30	2.7	5 ϕ 3/8"	1.30	0.43	7.3
15.68	130	30			35	35	3.2	5 ϕ 3/8"	1.40	0.51	7.8
18.19	140	30			35	35	4.3	6 ϕ 3/8"	1.50	0.59	10.1
20.88	150	30			40	40	5.0	8 ϕ 3/8"	1.60	0.68	14.3
23.76	160	30			40	40	6.4	9 ϕ 3/8"	1.70	0.77	17.1
26.82	170	30			45	45	7.3	11 ϕ 3/8"	1.80	0.87	22.1
30.07	180	30			45	45	9.0	13 ϕ 3/8"	1.90	0.97	27.6
33.50	190	30			50	50	10.3	15 ϕ 3/8"	2.00	1.08	33.5
37.12	200	30			55	55	12.4	18 ϕ 3/8"	2.10	1.20	42.3
40.92	210	30			55	55	13.9	20 ϕ 3/8"	2.20	1.32	49.2
44.92	220	30			60	60	16.5	14 ϕ 1/2"	2.40	1.45	66.8
49.09	230	30			60	60	18.3	15 ϕ 1/2"	2.50	1.59	74.6
53.45	240	30			65	65	21.4	17 ϕ 1/2"	2.60	1.73	87.9
58.00	250	30			65	65	23.6	19 ϕ 1/2"	2.70	1.87	102.0
62.73	260	30			70	70	27.3	14 ϕ 5/8"	2.85	2.03	124.0
67.65	270	30			70	70	29.8	16 ϕ 5/8"	2.95	2.19	146.7
72.76	280	30			75	75	34.0	18 ϕ 5/8"	3.05	2.35	170.6
78.04	290	30			80	80	37.0	19 ϕ 5/8"	3.15	2.52	186.0
82.44	300	35			80	80	36.7	19 ϕ 5/8"	3.25	3.15	191.8
88.03	310	35			85	85	41.2	15 ϕ 3/4"	3.35	3.36	197.8
93.80	320	35			85	85	44.3	16 ϕ 3/4"	3.45	3.81	261.3
99.75	330	35			90	90	49.4	18 ϕ 3/4"	3.75	4.05	302.0
105.89	340	35			90	90	52.9	19 ϕ 3/4"	3.85	5.18	318.1
112.21	350	35			95	95	57.4	19 ϕ 3/4"	4.05	5.48	344.3
117.16	360	40			95	95	52.4	21 ϕ 3/4"	4.15	5.78	389.9
123.76	370	40			100	100	61.4	22 ϕ 3/4"	4.25	6.08	418.3
130.54	380	40			105	105	67.4	24 ϕ 3/4"	4.35	6.40	467.1
137.50	390	40			105	105	71.4	26 ϕ 3/4"	4.45	6.72	517.6
144.64	400	40			110	110	66.2	24 ϕ 3/4"	4.55	8.60	488.6
151.96	410	40			115	115	69.9	25 ϕ 3/4"	4.65	9.01	520.1
159.76	420	45	15		120	120	76.1	27 ϕ 3/4"	4.75	9.44	573.8
163.27	430	45	15		125	125	80.2	29 ϕ 3/4"	4.85	9.87	629.3
170.95	440	45	15		125	125	86.9	23 ϕ 7/8"	5.00	10.32	700.4
178.81	450	45	15		125	125	91.4	24 ϕ 7/8"	5.10	10.77	745.4
186.84	460	45	15		125	125	98.8	26 ϕ 7/8"	5.20	11.23	823.4
193.05	470	45	15		125	125	103.7	27 ϕ 7/8"	5.30	11.70	871.5
203.44	480	45	15		125	125	111.7	29 ϕ 7/8"	5.40	12.19	953.7
212.01	490	45	15		125	125					
220.75	500	45	15		125	125					

TABLA 9.29

 $q_s = 1.50 \text{ kg/cm}^2$ $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
14.28	100	30			30	30	2.1	5 ϕ 3/8"	1.15	0.30	6.4
17.28	110	30			30	30	3.0	5 ϕ 3/8"	1.20	0.36	6.7
20.56	120	30			35	35	4.1	6 ϕ 3/8"	1.30	0.43	8.7
24.13	130	30			35	35	5.0	7 ϕ 3/8"	1.40	0.51	11.0
27.99	140	30			35	35	6.5	10 ϕ 3/8"	1.50	0.59	16.8
32.13	150	30			40	40	7.7	11 ϕ 3/8"	1.60	0.68	19.7
36.56	160	30			40	40	9.8	14 ϕ 3/8"	1.70	0.77	26.6
41.27	170	30			45	45	11.3	16 ϕ 3/8"	1.80	0.87	32.2
46.27	180	30			45	45	13.9	20 ϕ 3/8"	1.90	0.97	42.5
51.55	190	30			50	50	15.8	13 ϕ 1/2"	2.10	1.08	54.3
57.12	200	30			55	55	19.1	16 ϕ 1/2"	2.20	1.20	70.0
62.97	210	30			55	55	21.4	17 ϕ 1/2"	2.30	1.32	77.7
69.12	220	30			60	60	25.4	13 ϕ 5/8"	2.45	1.45	99.0
75.54	230	30			60	60	28.2	15 ϕ 5/8"	2.55	1.59	118.9
82.25	240	30			65	65	33.0	17 ϕ 5/8"	2.65	1.73	140.0
89.25	250	30			65	65	36.3	19 ϕ 5/8"	2.75	1.87	162.4
96.53	260	30			70	70	45.8	15 ϕ 3/4"	2.95	2.03	198.0
104.10	270	30			70	70	52.4	19 ϕ 3/4"	3.05	2.19	232.0
111.96	280	30			75	75	56.9	20 ϕ 3/4"	3.15	2.35	267.8
120.09	290	30			75	75	62.5	19 ϕ 3/4"	3.25	2.52	290.8
127.44	300	35			80	80	67.7	20 ϕ 3/4"	3.35	3.15	284.8
136.08	310	35			80	80	63.7	23 ϕ 3/4"	3.45	3.36	308.7
145.00	320	35			85	85	68.5	25 ϕ 3/4"	3.55	3.58	365.3
154.20	330	35			85	85	76.4	27 ϕ 3/4"	3.65	3.81	408.3
163.69	340	35			90	90	81.8	29 ϕ 3/4"	3.75	4.05	453.0
173.46	350	35			90	90	76.3	27 ϕ 3/4"	3.85	4.29	499.5
181.96	360	40			95	95	81.4	29 ϕ 3/4"	4.05	5.18	525.5
192.21	370	40			100	100	89.7	24 ϕ 7/8"	4.20	5.78	613.9
202.74	380	40			100	100	95.4	25 ϕ 7/8"	4.30	6.08	654.7
213.55	390	40			105	105	103.7	27 ϕ 7/8"	4.40	6.40	723.5
224.64	400	40			105	105	109.5	29 ϕ 7/8"	4.50	6.72	794.7
236.01	410	40			110	110	109.5	29 ϕ 7/8"	4.60	8.60	756.4
243.96	420	45	15		110	110	119.2	24 ϕ 1"	4.70	9.01	830.1
255.72	430	45	15		115	115	125.6	25 ϕ 1"	4.80	9.44	935.6
267.75	440	45	15		115	115	136.2	27 ϕ 1"	5.00	9.87	994.5
280.06	450	45	15		120	120	143.2	29 ϕ 1"	5.10	10.32	1095.5
292.64	460	45	15		125	125	154.7	31 ϕ 1"	5.30	11.23	1199.8
305.50	470	45	15		125	125	162.4	33 ϕ 1"	5.40	11.70	1307.2
318.64	480	45	15		125	125	174.9	35 ϕ 1"	5.50	12.19	1417.8
332.06	490	45	15		125	125					
345.75	500	45	15		125	125					



TABLA 9.30

 $q_s = 2.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
19.28	100	30			30		2.8	5 ϕ 3/8"	1.15	0.30	6.4
23.33	110	30			30		4.0	6 ϕ 3/8"	1.20	0.36	8.0
27.76	120	30			30		5.6	8 ϕ 3/8"	1.30	0.43	11.6
32.58	130	30			35		6.7	10 ϕ 3/8"	1.40	0.51	15.7
37.79	140	30			35		8.8	13 ϕ 3/8"	1.50	0.59	21.8
43.38	150	30			40		10.4	15 ϕ 3/8"	1.60	0.68	26.8
49.36	160	30			40		13.2	19 ϕ 3/8"	1.70	0.77	36.1
55.72	170	30			45		15.2	13 ϕ 1/2"	1.90	0.87	49.1
62.47	180	30			45		18.8	15 ϕ 1/2"	2.00	0.97	59.6
69.60	190	30			50		21.3	17 ϕ 1/2"	2.10	1.08	71.0
77.12	200	30			50		25.8	14 ϕ 5/8"	2.25	1.20	97.9
85.02	210	30			55		28.9	15 ϕ 5/8"	2.35	1.32	109.6
93.32	220	30			55		34.3	18 ϕ 5/8"	2.45	1.45	137.1
101.99	230	30			60		38.1	20 ϕ 5/8"	2.55	1.59	158.5
111.05	240	30			60		44.5	16 ϕ 3/4"	2.75	1.73	194.9
120.50	250	30			65		49.0	18 ϕ 3/4"	2.85	1.87	229.5
129.52	260	35			65		46.2	17 ϕ 3/4"	2.95	2.37	224.4
138.80	270	40			70		42.6	15 ϕ 3/4"	3.05	2.92	204.7
149.27	280	40			70		48.7	18 ϕ 3/4"	3.15	3.14	253.7
160.13	290	40			75		52.9	19 ϕ 3/4"	3.25	3.36	276.3
171.36	300	40			75		59.9	22 ϕ 3/4"	3.35	3.60	329.7
182.97	310	40			80		64.7	23 ϕ 3/4"	3.45	3.84	355.0
194.97	320	40			80		72.7	26 ϕ 3/4"	3.55	4.10	413.0
207.35	330	40			85		78.1	28 ϕ 3/4"	3.65	4.36	457.2
220.10	340	40			85		87.2	23 ϕ 7/8"	3.80	4.62	532.3
233.24	350	40			90		93.3	25 ϕ 7/8"	3.90	4.90	593.8
246.76	360	40			90		103.5	27 ϕ 7/8"	4.00	5.18	657.7
257.78	370	45	15		95		94.8	25 ϕ 7/8"	4.10	5.67	624.2
269.74	380	50	15		95		91.6	24 ϕ 7/8"	4.20	7.94	613.9
284.12	390	50	20		100		97.4	26 ϕ 7/8"	4.30	8.37	680.9
298.88	400	50	20		100		106.9	28 ϕ 7/8"	4.40	8.80	750.3
314.01	410	50	20		105		113.2	30 ϕ 7/8"	4.50	9.25	822.2
329.52	420	50	20		110		130.7	26 ϕ 1"	4.70	9.70	934.8
345.39	430	50	20		110		142.3	29 ϕ 1"	4.80	10.17	992.9
361.64	440	50	20		115		149.9	30 ϕ 1"	4.90	10.65	1130.5
378.27	450	50	20		115		162.6	33 ϕ 1"	5.10	11.64	1339.0
395.27	460	50	20		120		170.9	34 ϕ 1"	5.20	12.15	1406.6
412.64	470	50	20		120		164.1	33 ϕ 1"	5.30	14.11	1591.5
426.93	480	55	240		125		154.7	31 ϕ 1"	5.40	16.21	1731.8
441.30	490	60	245		125		166.6	33 ϕ 1"	5.50	16.87	1844.0
459.58	500	60	250		125						



TABLA 9.31

 $q_s = 2.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
24.28	100	30			30		3.5	5 ϕ 3/8"	1.15	0.30	6.4
29.38	110	30			30		5.1	8 ϕ 3/8"	1.20	0.36	10.7
34.96	120	30			30		7.0	10 ϕ 3/8"	1.30	0.43	14.5
41.03	130	30			35		8.5	12 ϕ 3/8"	1.40	0.51	18.8
47.59	140	30			35		11.1	16 ϕ 3/8"	1.50	0.59	26.8
54.63	150	30			40		13.1	19 ϕ 3/8"	1.60	0.68	34.0
62.16	160	30			40		16.6	14 ϕ 1/2"	1.80	0.77	50.1
70.17	170	30			45		19.2	16 ϕ 1/2"	1.90	0.87	60.4
78.67	180	30			45		23.7	19 ϕ 1/2"	2.00	0.97	75.5
87.65	190	30			50		26.9	14 ϕ 5/8"	2.15	1.08	93.6
97.12	200	30			50		32.5	17 ϕ 5/8"	2.25	1.20	118.9
107.07	210	30			55		36.4	19 ϕ 5/8"	2.35	1.32	138.8
116.93	220	35			55		35.3	18 ϕ 5/8"	2.45	1.69	137.1
127.17	230	40			60		33.1	17 ϕ 5/8"	2.55	2.12	134.7
136.47	240	40			60		38.7	20 ϕ 5/8"	2.65	2.30	164.7
150.25	250	40			65		42.6	15 ϕ 3/4"	2.85	2.50	191.3
162.51	260	40			65		49.2	18 ϕ 3/4"	2.95	2.70	237.6
175.25	270	40			70		53.8	19 ϕ 3/4"	3.05	2.92	259.3
188.47	280	40			70		61.5	22 ϕ 3/4"	3.15	3.14	310.0
202.18	290	40			75		66.7	24 ϕ 3/4"	3.25	3.36	349.0
216.36	300	40			75		75.6	27 ϕ 3/4"	3.35	3.60	404.7
231.02	310	40			80		81.6	29 ϕ 3/4"	3.45	3.84	447.6
244.02	320	45	160		80		79.0	28 ϕ 3/4"	3.55	4.99	444.7
257.88	330	50	165		85		74.6	27 ϕ 3/4"	3.65	5.99	440.9
273.74	340	50	170		85		83.2	30 ϕ 3/4"	3.75	6.36	503.3
290.08	350	50	175		90		89.0	23 ϕ 7/8"	3.90	6.74	546.3
306.89	360	50	180		90		98.8	26 ϕ 7/8"	4.00	7.13	633.4
324.18	370	50	185		95		105.3	28 ϕ 7/8"	4.10	7.53	699.1
341.94	380	50	190		95		116.2	30 ϕ 7/8"	4.20	7.94	767.3
360.17	390	50	195		100		123.4	25 ϕ 1"	4.40	8.37	875.2
378.88	400	50	200		100		135.5	27 ϕ 1"	4.50	8.80	966.7
395.54	410	55	205		105		127.8	26 ϕ 1"	4.60	10.30	951.5
412.42	420	60	210		105		125.6	25 ϕ 1"	4.70	11.91	934.8
432.30	430	60	215		110		132.7	29 ϕ 1"	4.80	12.48	1031.1
452.64	440	60	220		110		144.5	29 ϕ 1"	4.90	13.07	1130.5
473.44	450	60	225		115		152.3	31 ϕ 1"	5.00	13.67	1233.2
494.72	460	60	230		115		165.1	33 ϕ 1"	5.10	14.28	1339.0
516.46	470	60	235		120		173.6	35 ϕ 1"	5.20	14.91	1448.0
538.68	480	60	240		120		187.5	39 ϕ 1"	5.30	15.55	1602.3
561.35	490	60	245		125		196.8	39 ϕ 1"	5.40	16.21	1675.5
580.75	500	65	250		125		192.5	38 ϕ 1"	5.50	16.44	1662.8



TABLA 9.32

 $q_s = 3.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
29.28	100	30			30	4.3	4.3	6 ϕ 3/8"	1.15	0.30	7.7
35.43	110	30			30	6.1	6.1	9 ϕ 3/8"	1.20	0.36	12.1
42.16	120	30			30	8.5	8.5	12 ϕ 3/8"	1.30	0.43	17.4
49.48	130	30			35	10.2	10.2	15 ϕ 3/8"	1.40	0.51	23.5
57.39	140	30			35	13.4	13.4	19 ϕ 3/8"	1.50	0.59	31.9
65.88	150	30			40	15.8	15.8	13 ϕ 1/2"	1.70	0.68	43.9
74.96	160	30			40	20.0	20.0	16 ϕ 1/2"	1.80	0.77	57.3
84.62	170	30			45	23.1	23.1	19 ϕ 1/2"	1.90	0.87	71.8
94.87	180	30			45	28.5	28.5	15 ϕ 5/8"	2.05	0.97	95.6
105.70	190	30			50	32.4	32.4	17 ϕ 5/8"	2.15	1.08	113.6
116.64	200	35			50	32.0	32.0	17 ϕ 5/8"	2.25	1.40	118.9
128.07	210	40			55	30.3	30.3	16 ϕ 5/8"	2.35	1.76	116.9
140.55	220	40			55	36.0	36.0	19 ϕ 5/8"	2.45	1.94	144.7
153.62	230	40			60	40.0	40.0	15 ϕ 3/4"	2.65	2.12	177.8
167.27	240	40			60	46.8	46.8	17 ϕ 3/4"	2.75	2.30	209.2
181.50	250	40			65	51.5	51.5	19 ϕ 3/4"	2.85	2.50	242.3
196.31	260	40			65	59.5	59.5	21 ϕ 3/4"	2.95	2.70	277.2
211.70	270	40			70	65.0	65.0	23 ϕ 3/4"	3.05	3.13	313.9
226.03	280	45	15		70	64.0	64.0	23 ϕ 3/4"	3.15	3.82	324.1
241.20	290	50	20		75	61.1	61.1	22 ϕ 3/4"	3.25	4.63	319.9
256.12	300	50	20		75	69.2	69.2	25 ϕ 3/4"	3.35	4.95	374.7
275.61	310	50	20		80	74.8	74.8	27 ϕ 3/4"	3.45	5.29	416.8
293.68	320	50	20		80	84.0	84.0	30 ϕ 3/4"	3.55	5.63	476.5
312.33	330	50	20		85	90.3	90.3	24 ϕ 7/8"	3.70	5.99	540.8
331.54	340	50	20		85	100.8	100.8	26 ϕ 7/8"	3.90	6.74	665.0
351.33	350	55	25		90	107.8	107.8	28 ϕ 7/8"	4.00	7.94	682.1
369.75	360	60	30		95	102.4	102.4	27 ϕ 7/8"	4.10	9.24	674.2
388.52	370	60	30		100	113.0	113.0	30 ϕ 7/8"	4.20	9.75	767.3
409.81	380	60	30		100	131.7	131.7	27 ϕ 1"	4.30	10.27	840.2
431.66	390	60	30		105	139.6	139.6	28 ϕ 1"	4.50	10.80	966.7
454.08	400	60	30		105	152.5	152.5	31 ϕ 1"	4.60	11.35	1024.7
477.07	410	60	30		110	161.1	161.1	32 ϕ 1"	4.70	11.91	1159.2
500.62	420	60	30		115	159.4	159.4	32 ϕ 1"	4.80	12.48	1222.0
524.75	430	65	35		115	153.8	153.8	31 ϕ 1"	5.00	16.20	1247.5
546.53	440	70	40		115	166.8	166.8	33 ϕ 1"	5.10	16.93	1339.0
568.62	450	70	40		120	175.4	175.4	35 ϕ 1"	5.20	17.67	1448.0
594.17	460	70	40		120	189.5	189.5	38 ϕ 1"	5.30	18.43	1602.3
620.29	470	70	40		125	198.9	198.9	40 ϕ 1"	5.40	19.21	1718.5
646.96	480	70	40		125	214.2	214.2	43 ϕ 1"	5.50	20.00	1881.6
674.20	490	70	40		125						
702.00	500	70	40		125						

TABLA 9.33

 $q_s = 3.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
34.28	100	30			30	5.0	5.0	8 ϕ 3/8"	1.15	0.30	10.3
41.48	110	30			30	7.2	7.2	11 ϕ 3/8"	1.20	0.36	14.8
49.36	120	30			30	9.9	9.9	14 ϕ 3/8"	1.30	0.43	20.3
57.93	130	30			35	12.0	12.0	17 ϕ 3/8"	1.40	0.51	26.6
67.19	140	30			35	15.7	15.7	13 ϕ 1/2"	1.50	0.59	41.4
77.13	150	30			40	18.5	18.5	15 ϕ 1/2"	1.70	0.68	50.7
87.76	160	30			40	23.5	23.5	19 ϕ 1/2"	1.80	0.77	68.0
99.07	170	30			45	27.1	27.1	14 ϕ 5/8"	1.95	0.87	84.8
110.68	180	35			45	27.4	27.4	14 ϕ 5/8"	2.05	1.13	89.2
122.88	190	40			50	26.3	26.3	17 ϕ 5/8"	2.15	1.44	93.6
136.16	200	40			50	31.7	31.7	17 ϕ 5/8"	2.25	1.60	118.9
150.12	210	40			55	35.6	35.6	18 ϕ 5/8"	2.35	1.76	131.5
164.75	220	40			55	42.2	42.2	15 ϕ 3/4"	2.55	2.12	171.1
180.07	230	40			60	46.9	46.9	17 ϕ 3/4"	2.65	2.12	201.6
196.07	240	40			60	54.8	54.8	20 ϕ 3/4"	2.75	2.30	246.1
211.44	250	45	15		65	52.1	52.1	19 ϕ 3/4"	2.85	3.05	242.3
227.68	260	50	20		65	52.9	52.9	19 ϕ 3/4"	2.95	3.72	250.8
245.53	270	50	20		70	57.8	57.8	21 ϕ 3/4"	3.05	4.01	286.6
264.05	280	50	20		70	66.1	66.1	24 ϕ 3/4"	3.15	4.31	338.2
283.25	290	50	20		75	71.8	71.8	26 ϕ 3/4"	3.25	4.63	378.1
303.12	300	50	20		75	81.3	81.3	29 ϕ 3/4"	3.35	4.95	434.6
323.66	310	50	20		80	87.8	87.8	23 ϕ 7/8"	3.50	5.29	490.2
343.35	320	55	25		80	88.0	88.0	23 ϕ 7/8"	3.60	6.27	504.3
363.51	330	60	30		85	85.3	85.3	22 ϕ 7/8"	3.70	7.35	495.7
385.87	340	60	30		85	95.2	95.2	25 ϕ 7/8"	3.80	7.80	578.6
408.90	350	60	30		90	101.8	101.8	27 ϕ 7/8"	3.90	8.27	641.3
432.60	360	60	30		90	113.0	113.0	30 ϕ 7/8"	4.00	8.75	730.8
456.97	370	60	30		95	120.4	120.4	24 ϕ 1"	4.20	9.24	802.0
482.01	380	60	30		95	132.9	132.9	27 ϕ 1"	4.30	9.75	923.7
507.71	390	60	30		100	141.2	141.2	28 ϕ 1"	4.40	10.27	980.2
531.68	400	65	35		100	141.0	141.0	28 ϕ 1"	4.50	11.80	1002.5
556.08	410	70	40		105	136.9	136.9	28 ϕ 1"	4.60	13.45	1024.7
583.53	420	70	40		110	149.5	149.5	30 ϕ 1"	4.70	14.11	1121.8
611.65	430	70	40		110	158.0	158.0	32 ϕ 1"	4.80	14.79	1222.0
640.43	440	70	40		115	171.9	171.9	34 ϕ 1"	4.90	15.49	1325.5
669.87	450	70	40		115	181.2	181.2	36 ϕ 1"	5.00	16.20	1432.1
699.97	460	70	40		115	196.5	196.5	39 ϕ 1"	5.10	16.93	1582.4
730.74	470	70	40		120	206.6	206.6	41 ϕ 1"	5.20	17.67	1696.2
758.71	480	75	45		120	205.9	205.9	41 ϕ 1"	5.30	19.87	1728.8
787.05	490	80	50		125	200.3	200.3	40 ϕ 1"	5.40	22.21	1718.5
819.50	500	80	50		125	215.8	215.8	43 ϕ 1"	5.50	23.12	1881.6



TABLA 9.34

 $q_s = 4.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
39.28	100	30			30	5.7	5.7	9 ϕ 3/8"	1.15	0.30	11.6
47.53	110	30			30	8.2	8.2	12 ϕ 3/8"	1.20	0.36	16.1
56.56	120	30			30	11.3	11.3	16 ϕ 3/8"	1.30	0.43	23.3
66.38	130	30			35	13.7	13.7	20 ϕ 3/8"	1.40	0.51	31.3
76.99	140	30			35	18.0	18.0	15 ϕ 1/2"	1.60	0.59	47.7
88.38	150	30			40	21.2	21.2	17 ϕ 1/2"	1.70	0.68	57.5
100.25	160	35			40	22.0	22.0	18 ϕ 1/2"	1.80	0.90	64.4
112.83	170	40			45	21.5	21.5	17 ϕ 1/2"	1.90	1.16	64.2
126.49	180	40			45	26.5	26.5	14 ϕ 5/8"	2.05	1.30	89.2
140.93	190	40			50	30.1	30.1	16 ϕ 5/8"	2.15	1.44	106.9
156.16	200	40			50	36.4	36.4	19 ϕ 5/8"	2.25	1.60	132.9
172.17	210	40			55	40.8	40.8	15 ϕ 3/4"	2.45	1.76	164.4
188.95	220	40			55	46.4	46.4	17 ϕ 3/4"	2.55	1.94	193.9
205.41	230	45	15		60	47.8	47.8	17 ϕ 3/4"	2.75	2.58	209.2
222.80	240	50	120	20	60	52.6	52.6	22 ϕ 3/4"	2.85	3.17	242.3
241.75	250	50	130	20	65	60.8	60.8	24 ϕ 3/4"	2.95	3.72	290.4
261.48	260	50	135	20	70	66.4	66.4	24 ϕ 3/4"	3.05	4.01	327.5
281.98	270	50	140	20	70	75.9	75.9	27 ϕ 3/4"	3.15	4.31	380.5
303.25	280	50	145	20	75	82.4	82.4	29 ϕ 3/4"	3.25	4.63	421.7
325.30	290	50	150	25	75	83.3	83.3	30 ϕ 3/4"	3.35	5.51	449.6
346.77	300	55	155	30	80	81.2	81.2	29 ϕ 3/4"	3.45	6.49	447.6
368.83	310	60	160	30	80	91.2	91.2	24 ϕ 7/8"	3.60	6.91	526.2
393.01	320	60	165	30	85	98.0	98.0	26 ϕ 7/8"	3.70	7.35	585.9
417.96	330	60	170	30	85	109.4	109.4	29 ϕ 7/8"	3.80	7.80	671.1
443.67	340	60	175	30	90	117.1	117.1	24 ϕ 1"	4.00	8.27	763.8
470.15	350	60	180	35	90	118.2	118.2	24 ϕ 1"	4.10	9.56	782.9
495.46	360	65	185	40	95	115.6	115.6	23 ϕ 1"	4.20	10.95	768.5
521.32	370	70	190	40	95	127.5	127.5	26 ϕ 1"	4.30	11.55	889.5
549.88	380	70	195	40	100	135.5	135.5	27 ϕ 1"	4.40	12.17	945.2
579.28	390	70	200	40	100	148.7	148.7	30 ϕ 1"	4.50	12.80	1074.1
609.28	400	70	205	40	105	157.6	157.6	32 ϕ 1"	4.60	13.45	1171.1
640.13	410	70	210	40	105	172.2	172.2	34 ϕ 1"	4.70	14.11	1271.4
671.73	420	70	215	40	110	181.9	181.9	36 ϕ 1"	4.80	14.79	1374.8
704.10	430	75	220	45	110	192.7	192.7	37 ϕ 1"	4.90	16.70	1442.4
736.32	440	80	225	50	115	178.6	178.6	36 ϕ 1"	5.00	18.73	1432.1
765.04	450	80	230	50	115	193.7	193.7	39 ϕ 1"	5.10	19.57	1582.4
799.43	460	80	235	50	120	203.6	203.6	41 ϕ 1"	5.20	20.43	1696.2
834.56	470	80	240	50	120	220.0	220.0	44 ϕ 1"	5.30	21.31	1855.3
870.45	480	80	245	50	125	230.9	230.9	46 ϕ 1"	5.40	22.21	1976.3
907.10	490	80	250	55	125	231.8	231.8	46 ϕ 1"	5.50	24.69	2012.9
940.75	500	85	250	60	125						

TABLA 9.35

 $q_s = 4.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
44.28	100	30			30	6.4	6.4	10 ϕ 3/8"	1.15	0.30	12.9
53.58	110	30			30	9.3	9.3	13 ϕ 3/8"	1.20	0.36	17.4
63.76	120	30			30	12.8	12.8	18 ϕ 3/8"	1.30	0.43	26.2
74.83	130	30			35	15.4	15.4	13 ϕ 1/2"	1.50	0.51	38.8
86.79	140	30			35	20.3	20.3	17 ϕ 1/2"	1.60	0.59	54.1
99.36	150	35			40	19.6	19.6	16 ϕ 1/2"	1.70	0.79	54.1
112.74	160	40			40	21.0	21.0	17 ϕ 1/2"	1.80	1.02	60.8
127.28	170	40			45	24.2	24.2	20 ϕ 1/2"	1.90	1.16	75.5
142.69	180	40			45	29.9	29.9	16 ϕ 5/8"	2.05	1.30	101.9
158.98	190	40			50	34.0	34.0	18 ϕ 5/8"	2.15	1.44	120.3
176.16	200	40			50	41.0	41.0	15 ϕ 3/4"	2.35	1.60	157.7
194.22	210	40			55	46.0	46.0	17 ϕ 3/4"	2.45	1.76	186.3
212.14	220	45	15		55	47.2	47.2	17 ϕ 3/4"	2.55	2.36	193.9
231.07	230	50	115	20	60	46.1	46.1	17 ϕ 3/4"	2.65	2.91	201.6
251.60	240	50	120	20	60	54.0	54.0	19 ϕ 3/4"	2.75	3.17	233.8
273.00	250	50	125	20	65	59.4	59.4	21 ϕ 3/4"	2.85	3.44	267.8
295.28	260	50	130	20	65	68.6	68.6	25 ϕ 3/4"	2.95	3.72	330.0
318.43	270	50	135	20	70	75.0	75.0	27 ϕ 3/4"	3.05	4.01	368.4
341.28	280	55	140	25	70	76.5	76.5	27 ϕ 3/4"	3.15	4.80	380.5
364.83	290	60	145	30	75	75.0	75.0	27 ϕ 3/4"	3.25	5.68	392.6
390.42	300	60	150	30	75	85.0	85.0	30 ϕ 3/4"	3.35	6.08	449.6
416.88	310	60	155	30	80	91.7	91.7	24 ϕ 7/8"	3.50	6.49	511.6
444.21	320	60	160	30	80	103.1	103.1	27 ϕ 7/8"	3.60	6.91	591.9
472.41	330	60	165	30	85	110.8	110.8	29 ϕ 7/8"	3.70	7.35	653.5
499.74	340	65	170	35	85	112.6	112.6	30 ϕ 7/8"	3.80	8.53	694.3
527.73	350	70	175	40	90	110.6	110.6	29 ϕ 7/8"	3.90	9.80	688.8
558.32	360	70	180	40	90	122.6	122.6	25 ϕ 1"	4.10	10.37	815.5
589.77	370	70	185	40	95	130.8	130.8	26 ϕ 1"	4.20	10.95	868.8
622.08	380	70	190	40	95	144.2	144.2	29 ϕ 1"	4.30	11.55	992.1
655.25	390	70	195	40	100	153.3	153.3	31 ϕ 1"	4.40	12.17	1085.2
686.88	400	75	200	45	100	155.3	155.3	31 ϕ 1"	4.50	13.80	1109.9
719.13	410	80	205	50	105	152.8	152.8	31 ϕ 1"	4.60	15.55	1134.5
754.64	420	80	210	50	105	166.9	166.9	33 ϕ 1"	4.70	16.32	1234.0
791.00	430	80	215	50	110	176.3	176.3	33 ϕ 1"	4.80	17.10	1336.6
828.22	440	80	220	50	110	191.9	191.9	38 ϕ 1"	4.90	17.91	1481.4
866.29	450	80	225	50	115	202.5	202.5	40 ϕ 1"	5.00	18.73	1591.2
902.05	460	85	230	55	115	204.5	204.5	41 ϕ 1"	5.10	20.90	1663.6
938.38	470	90	235	60	120	201.4	201.4	40 ϕ 1"	5.20	23.19	1654.8
978.74	480	90	240	60	120	217.6	217.6	43 ϕ 1"	5.30	24.19	1813.2
1019.94	490	90	245	60	125	228.3	228.3	46 ϕ 1"	5.40	25.21	1976.3
1062.00	500	90	250	60	125	245.9	245.9	49 ϕ 1"	5.50	26.25	2144.1



TABLA 9.36

 $q_s = 5.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
49.28	100	30			30	7.2	11 ϕ 3/8"	1.15	0.30	14.1	
59.63	110	30			30	10.3	15 ϕ 3/8"	1.20	0.36	20.1	
70.96	120	30			30	14.2	12 ϕ 1/2"	1.40	0.43	33.4	
83.28	130	30			35	17.2	14 ϕ 1/2"	1.50	0.51	41.7	
96.35	140	35			35	18.5	15 ϕ 1/2"	1.60	0.69	47.7	
110.34	150	40			40	18.4	15 ϕ 1/2"	1.70	0.90	50.7	
125.54	160	40			40	23.4	19 ϕ 1/2"	1.80	1.02	68.0	
141.73	170	40			45	27.0	14 ϕ 5/8"	1.95	1.16	84.8	
158.89	180	40			45	33.3	17 ϕ 5/8"	2.05	1.30	108.3	
177.03	190	40			50	37.8	20 ϕ 5/8"	2.15	1.44	133.6	
195.32	200	45		15	50	39.5	20 ϕ 5/8"	2.25	1.95	139.9	
214.68	210	50		20	55	39.0	20 ϕ 5/8"	2.35	2.43	146.1	
235.61	220	50		20	55	46.3	17 ϕ 3/4"	2.55	2.66	193.9	
257.52	230	50		20	60	51.4	19 ϕ 3/4"	2.65	2.91	225.3	
280.40	240	50		20	60	60.2	22 ϕ 3/4"	2.75	3.17	270.7	
304.25	250	50		20	65	66.2	24 ϕ 3/4"	2.85	3.44	306.0	
328.06	260	55		25	65	68.3	24 ϕ 3/4"	2.95	4.14	316.8	
352.69	270	60		30	70	67.4	24 ϕ 3/4"	3.05	4.92	327.5	
379.30	280	60		30	70	77.0	28 ϕ 3/4"	3.15	5.29	394.6	
406.88	290	60		30	75	83.6	30 ϕ 3/4"	3.25	5.68	436.2	
435.42	300	60		30	75	94.7	25 ϕ 7/8"	3.40	6.08	517.7	
464.93	310	60		30	80	102.3	27 ϕ 7/8"	3.50	6.49	575.5	
493.88	320	65		35	80	104.7	28 ϕ 7/8"	3.60	7.55	613.9	
523.59	330	70		40	85	103.3	27 ϕ 7/8"	3.70	8.71	608.4	
555.80	340	70		40	85	115.3	30 ϕ 7/8"	3.80	9.25	694.3	
588.98	350	70		40	90	123.4	25 ϕ 1"	4.00	9.80	795.6	
623.12	360	70		40	90	136.9	28 ϕ 1"	4.10	10.37	913.3	
658.22	370	70		40	95	145.9	29 ϕ 1"	4.20	10.95	969.0	
692.11	380	75		45	95	148.7	30 ϕ 1"	4.30	12.45	1026.3	
726.73	390	80		50	100	146.7	29 ϕ 1"	4.40	14.07	1015.2	
764.48	400	80		50	100	161.0	32 ϕ 1"	4.50	14.80	1145.7	
803.18	410	80		50	105	170.6	34 ϕ 1"	4.60	15.55	1244.3	
842.84	420	80		50	105	186.4	37 ϕ 1"	4.70	16.32	1383.5	
883.45	430	80		50	110	197.0	39 ϕ 1"	4.80	17.10	1489.4	
922.12	440	85		55	110	200.0	40 ϕ 1"	4.90	19.12	1559.4	
961.47	450	90		60	115	197.4	39 ϕ 1"	5.00	21.26	1551.4	
1004.68	460	90		60	115	214.1	43 ϕ 1"	5.10	22.22	1744.8	
1048.83	470	90		60	120	225.1	45 ϕ 1"	5.20	23.19	1861.7	
1093.94	480	90		60	120	243.2	48 ϕ 1"	5.30	24.19	2024.0	
1136.39	490	95		65	125	240.0	48 ϕ 1"	5.40	26.71	2062.2	
1179.50	500	100		70	125	243.8	49 ϕ 1"	5.50	29.37	2144.1	



TABLA 9.37

 $q_s = 5.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PEBO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXION ² cm	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts			
54.28	100	30			30	7.9	12 ϕ 3/8"	1.15	0.30	15.4	
65.68	110	30			30	11.4	16 ϕ 3/8"	1.20	0.36	21.5	
78.16	120	30			30	15.7	13 ϕ 1/2"	1.40	0.43	36.2	
91.73	130	30			35	18.9	15 ϕ 1/2"	1.50	0.51	44.7	
106.15	140	35			35	20.4	17 ϕ 1/2"	1.60	0.69	54.1	
121.59	150	40			40	20.3	17 ϕ 1/2"	1.70	0.90	57.5	
138.34	160	40			40	25.8	14 ϕ 5/8"	1.85	1.02	80.5	
156.18	170	40			45	29.7	16 ϕ 5/8"	1.95	1.16	97.0	
175.09	180	40			45	36.7	19 ϕ 5/8"	2.05	1.30	121.1	
194.33	190	45		15	50	36.1	19 ϕ 5/8"	2.15	1.76	127.0	
214.72	200	50		20	50	38.4	20 ϕ 5/8"	2.25	2.20	139.9	
236.73	210	50		20	55	43.0	16 ϕ 3/4"	2.45	2.43	175.4	
259.81	220	50		20	55	51.1	18 ϕ 3/4"	2.55	2.66	205.4	
283.97	230	50		20	60	56.7	20 ϕ 3/4"	2.65	2.91	237.1	
308.33	240	55		25	60	59.3	21 ϕ 3/4"	2.75	3.53	258.4	
333.62	250	60		30	65	58.9	21 ϕ 3/4"	2.85	4.22	267.8	
360.85	260	60		30	65	68.1	24 ϕ 3/4"	2.95	4.56	316.8	
389.14	270	60		30	70	74.3	27 ϕ 3/4"	3.05	4.92	368.4	
418.50	280	60		30	70	85.0	30 ϕ 3/4"	3.15	5.29	422.8	
448.93	290	60		30	75	92.3	24 ϕ 7/8"	3.30	5.68	482.3	
479.07	300	65		35	75	95.3	25 ϕ 7/8"	3.40	6.64	517.7	
510.10	310	70		40	80	94.4	25 ϕ 7/8"	3.50	7.69	532.9	
543.54	320	70		40	80	106.1	28 ϕ 7/8"	3.60	8.19	613.9	
578.04	330	70		40	85	114.1	30 ϕ 7/8"	3.70	8.71	676.0	
613.60	340	70		40	85	127.3	26 ϕ 1"	3.90	9.25	806.7	
650.23	350	70		40	90	136.2	27 ϕ 1"	4.00	9.80	859.2	
685.97	360	75		45	90	139.6	28 ϕ 1"	4.10	11.18	913.3	
722.56	370	80		50	95	158.3	28 ϕ 1"	4.20	12.66	935.6	
762.14	380	80		50	95	152.5	31 ϕ 1"	4.30	13.36	1060.5	
802.78	390	80		50	100	162.1	32 ϕ 1"	4.40	14.07	1120.2	
844.48	400	80		50	100	177.9	36 ϕ 1"	4.50	14.80	1280.9	
884.71	410	85		55	105	175.9	35 ϕ 1"	4.60	16.60	1280.9	
925.75	420	90		60	105	180.1	36 ϕ 1"	4.70	18.52	1346.2	
970.36	430	90		60	110	190.3	38 ϕ 1"	4.80	19.41	1451.2	
1016.01	440	90		60	110	207.1	41 ϕ 1"	4.90	20.33	1598.4	
1062.72	450	90		60	115	218.2	44 ϕ 1"	5.00	21.26	1750.3	
1107.30	460	95		65	115	222.5	44 ϕ 1"	5.10	23.54	1785.3	
1152.66	470	100		70	120	220.8	44 ϕ 1"	5.20	25.96	1820.3	
1202.23	480	100		70	120	238.5	48 ϕ 1"	5.30	27.07	2024.0	
1252.84	490	100		70	125	250.3	50 ϕ 1"	5.40	28.21	2148.1	
1304.50	500	100		70	125	269.6	54 ϕ 1"	5.50	29.37	2362.9	



TABLA 9.38

 $q_s = 6.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)		VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kg
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO cm	FLEXION cm	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
59.28	100	30			30	8.6	13 ϕ 3/8"	1.15	0.30	16.7
71.73	110	30			30	12.4	10 ϕ 1/2"	1.30	0.36	23.8
85.19	120	35			30	14.0	12 ϕ 1/2"	1.40	0.50	33.4
99.78	130	40			35	14.3	12 ϕ 1/2"	1.50	0.68	35.8
115.72	140	40			35	18.9	15 ϕ 1/2"	1.60	0.78	47.7
132.84	150	40			40	22.2	18 ϕ 1/2"	1.70	0.90	60.8
151.14	160	40			40	28.2	15 ϕ 5/8"	1.85	1.02	86.2
170.63	170	40			45	32.3	17 ϕ 5/8"	1.95	1.16	103.0
190.61	180	45		15	50	34.7	18 ϕ 5/8"	2.05	1.58	114.7
211.83	190	50	90	20	50	34.7	18 ϕ 5/8"	2.15	1.99	120.3
234.72	200	50	100	20	50	42.0	15 ϕ 3/4"	2.35	2.20	157.7
258.78	210	50	105	20	55	47.1	17 ϕ 3/4"	2.45	2.43	186.3
284.01	220	50	110	20	55	55.9	20 ϕ 3/4"	2.55	2.66	228.2
309.62	230	55	115	25	60	55.4	20 ϕ 3/4"	2.65	3.24	237.1
336.27	240	60	120	30	60	58.5	21 ϕ 3/4"	2.75	3.89	258.4
364.87	250	60	125	30	65	64.4	23 ϕ 3/4"	2.85	4.22	293.3
394.65	260	60	130	30	65	74.4	27 ϕ 3/4"	2.95	4.56	356.4
425.59	270	60	135	30	70	81.3	29 ϕ 3/4"	3.05	4.92	395.7
456.52	280	65	140	35	70	84.7	30 ϕ 3/4"	3.15	5.78	422.8
488.45	290	70	145	40	75	84.5	30 ϕ 3/4"	3.40	7.20	517.7
522.72	300	70	150	40	75	95.7	25 ϕ 7/8"	3.50	7.69	575.5
558.15	310	70	155	40	80	103.3	27 ϕ 7/8"	3.60	8.19	657.7
594.74	320	70	160	40	80	116.1	25 ϕ 1"	3.80	8.71	755.8
632.49	330	70	165	40	85	124.8	26 ϕ 1"	3.90	9.97	806.7
669.67	340	75	170	45	85	128.7	26 ϕ 1"	4.00	11.33	827.4
707.80	350	80	175	50	90	128.0	29 ϕ 1"	4.10	11.99	946.0
748.83	360	80	180	50	90	142.0	29 ϕ 1"	4.20	12.66	1002.5
791.01	370	80	185	50	95	151.4	30 ϕ 1"	4.30	13.36	1129.0
834.34	380	80	190	50	95	167.0	33 ϕ 1"	4.40	15.02	1155.2
876.55	390	85	195	55	100	165.6	33 ϕ 1"	4.50	16.80	1217.3
919.68	400	90	200	60	100	170.4	34 ϕ 1"	4.60	17.65	1317.5
966.24	410	90	205	60	105	180.5	36 ϕ 1"	4.70	18.52	1458.3
1013.95	420	90	210	60	105	197.2	39 ϕ 1"	4.80	19.41	1603.9
1062.81	430	90	215	60	110	208.4	42 ϕ 1"	4.90	21.54	1676.3
1109.91	440	95	220	65	110	213.3	43 ϕ 1"	5.00	23.79	1670.8
1157.89	450	100	225	70	115	212.2	42 ϕ 1"	5.10	24.86	1866.5
1209.93	460	100	230	70	115	230.1	46 ϕ 1"	5.20	25.96	1985.8
1263.11	470	100	235	70	120	241.9	48 ϕ 1"	5.30	27.07	2192.7
1317.43	480	100	240	70	120	261.4	52 ϕ 1"	5.40	29.71	2234.0
1369.29	490	105	245	75	125	259.6	52 ϕ 1"	5.50	32.50	2319.2
1422.08	500	110	250	80	125	265.4	53 ϕ 1"			

FUNDACION DIRECTA

DISEÑAR UNA FUNDACION CUADRADA PARA LAS SOLICITACIONES INDICADAS.

DATOS:

$$P = 69 \text{ T}$$

$$q_s = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

A. POR TABLAS

A-1. SE BUSCA LA TABLA CORRESPONDIENTE A LOS DATOS SUMINISTRADOS.

A-2. PARA ENTRAR EN LA TABLA SE INCLUYE EL PESO PROPIO DE LA FUNDACION PARA LO CUAL SE MAYORA LA CARGA EN UN 5%

$$P_{\text{diseño}} = 1.05 P = 1.05 \times 69 \text{ T} = 72.45 \text{ T}$$

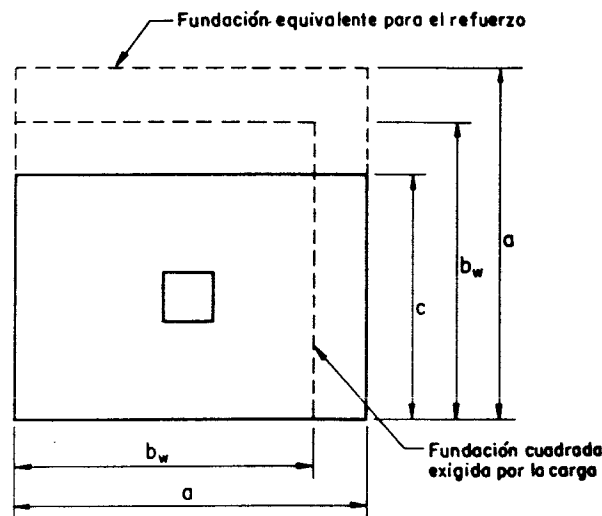
A-3. EN LA LINEA CORRESPONDIENTE A $P \geq 72.45 \text{ T}$ SE HAYAN LAS CARACTERISTICAS DE LA FUNDACION A DISEÑAR.

$$bw = 2.30 \text{ mts.}$$

$$h = 0.30 \text{ "}$$

$$\text{LADO PEDESTAL} = 0.60 \text{ mts.}$$

$$\text{ACERO EN C/S.} = 15 \phi 5/8 \text{ "}$$



1. De las tablas se obtiene el lado b_w correspondiente a la carga.
2. Se calculan los lados a y c de la fundación rectangular por la relación:

$$a \cdot c = b_w^2$$

fijando uno de dos según las restricciones constructivas.

3. Se busca en la tabla una función cuadrada correspondiente al lado mayor a la del rectángulo, usándose el espesor y la armadura que da la tabla en esa dirección. En la otra dirección bastará usar la armadura correspondiente al sentido corto.
4. La armadura en el sentido corto se obtiene, por exceso, de la fundación cuadrada correspondiente al lado menor del rectángulo c .



FUNDACION RECTANGULAR

DISEÑAR UNA FUNDACION RECTANGULAR PARA LAS SOLICITACIONES INDICADAS, CONSIDERANDO QUE UNO DE LOS LADOS NO DEBE EXCEDER DE 2.00 mts.

DATOS :

$$P = 69 T$$

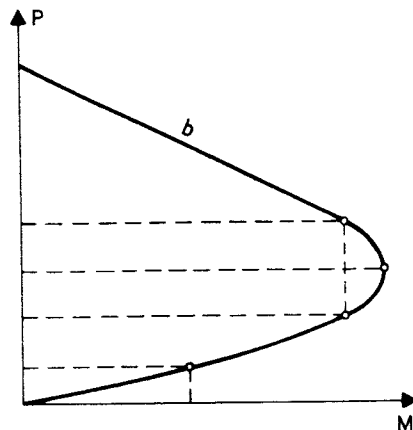
$$q_s = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 2.00 \text{ mts.}$$

- 1- SE MAYORA LA CARGA DE TRABAJO PARA CONSIDERAR EL PESO PROPIO.
 $P_{\text{diseño}} = 1.05 P = 1.05 \times 69 T = 72.45 T$
- 2- SE HAYA EL VALOR DEL LADO DE LA FUNDACION CUADRADA CORRESPONDIENTE A ESTA CARGA.
 $b_w = 2.30 \text{ mts.}$
- 3- SE CALCULA EL LADO DE LA FUNDACION RECTANGULAR, SABRIENDO QUE EL PRODUCTO DE ELLOS ES b_w^2 Y TOMANDO EL VALOR DEL OTRO LADO ANTES ESTABLECIDO
 $a \times c = b_w^2$
 $a \times 2.0 = 2.3^2$ $a = 2.65 \text{ mts.}$
4. SE BUSCA EN LA TABLA EL ESPESOR Y EL ACERO NECESARIO PARA UNA FUNDACION CUADRADA DE LADO 2.65. ESTE ACERO SE COLOCA EN EL SENTIDO LARGO. COMO EN LA TABLA APARECEN LOS VALORES CORRESPONDIENTES A $\alpha = 2.60$ Y $\alpha = 2.70$, SE INTERPOLA OBTENIENDOSE PARA EL REFUERZO $16 \phi 3/4$ EN ESE SENTIDO.
- 5- SE BUSCA EN LA TABLA EL ACERO NECESARIO PARA UNA FUNDACION DE LADO $c = 2.00 \text{ mts.}$ OBTENIENDOSE $16 \phi 1/2$ ". SI EL ESPESOR REQUERIDO PARA ESTE LADO ES MENOR QUE EL ESCOGIDO, SE PUEDE REDUCIR EL AREA DE ACERO PROPORCIONALMENTE.



El efecto de los momentos en las fundaciones de columnas se puede tomar en cuenta utilizando los diagramas de interacción P - M.

1. Se busca en los diagramas correspondientes los puntos de intersección de las combinaciones de fuerza axial y momento que actúan en la base de la columna, para así determinar el lado de la base cuadrada cuya curva envuelve a todas las combinaciones.

Los diagramas de interacción están contruidos en función de la carga P y el lado b de la fundación cuadrada requerida para esa carga:

a) Segmento recto.

$$\begin{aligned} y &= P & ; & & x &= 0.0 & \text{(momento nulo)} \\ y &= 0.50 P & ; & & x &= 0.0833 P.b \end{aligned}$$

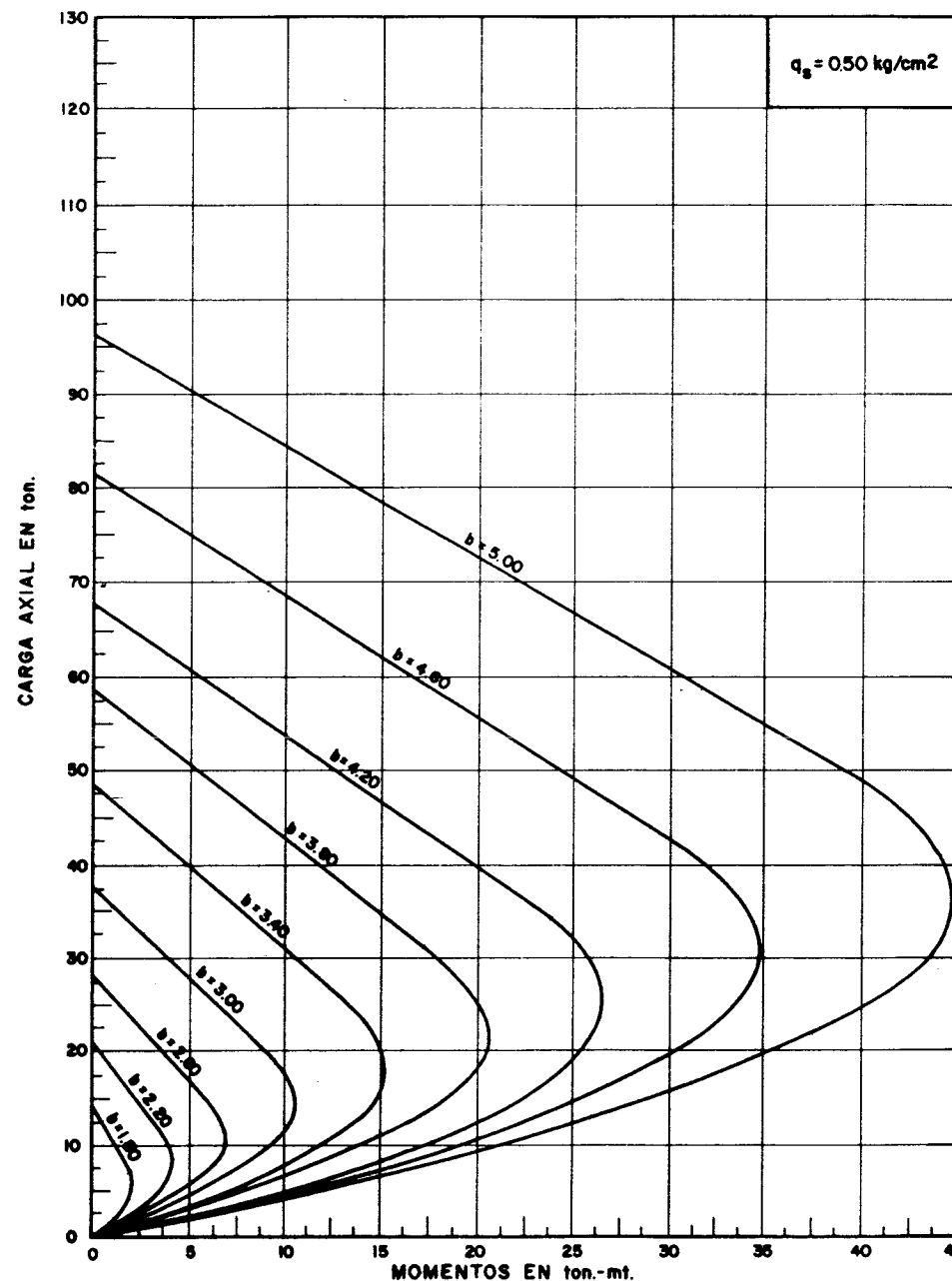
b) Segmento parabólico, tangente a la recta, que pasa por:

$$\begin{aligned} y &= 0.50 P & ; & & x &= 0.0833 P.b \\ y &= 0.375 P & ; & & x &= 0.09375 P.b & \text{(momento máximo)} \\ y &= 0.25 P & ; & & x &= 0.0833 P.b \\ y &= 0.125 P & ; & & x &= 0.05208 P.b \\ y &= 0.0 & ; & & x &= 0.0 \end{aligned}$$

2. En los ábacos de las páginas siguientes, para una presión de suelos, una carga axial y un momento dados, se obtiene el lado de la base cuadrada. Y entrando a las tablas de fundaciones sometidas a carga axial y para el lado de la base obtenido, se escoge el espesor y armadura correspondientes.

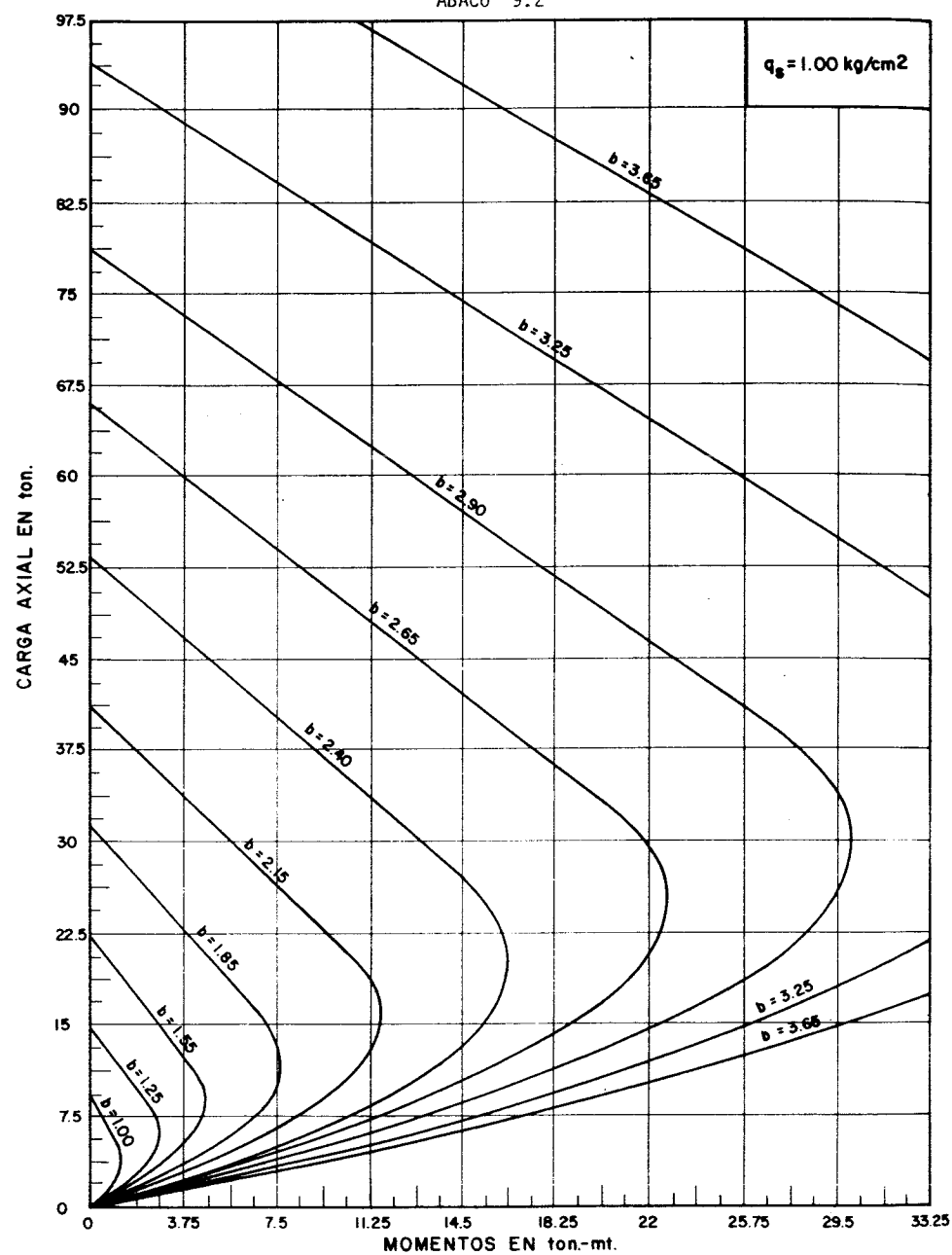


ABACO 9.1

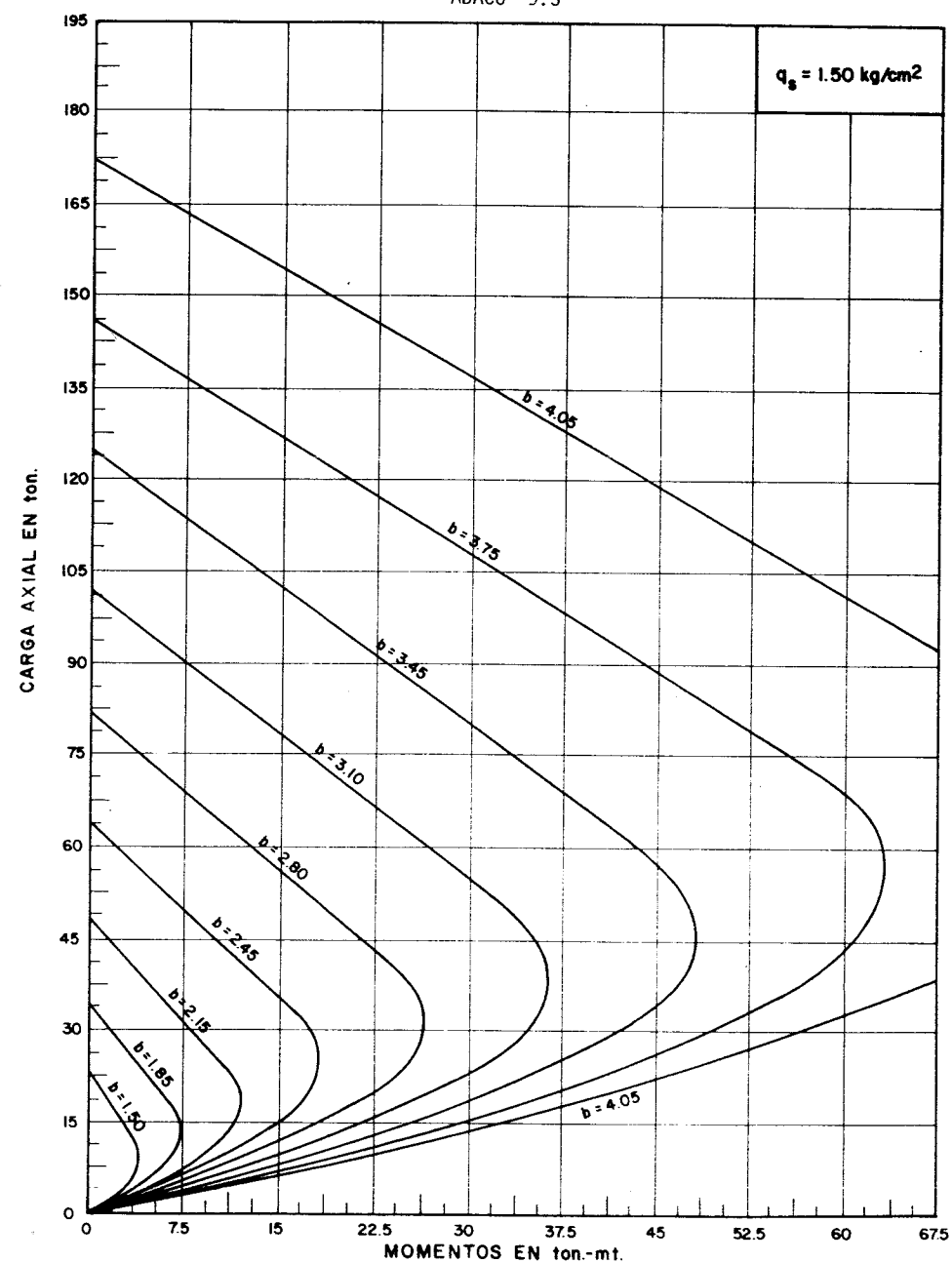




ABACO 9.2

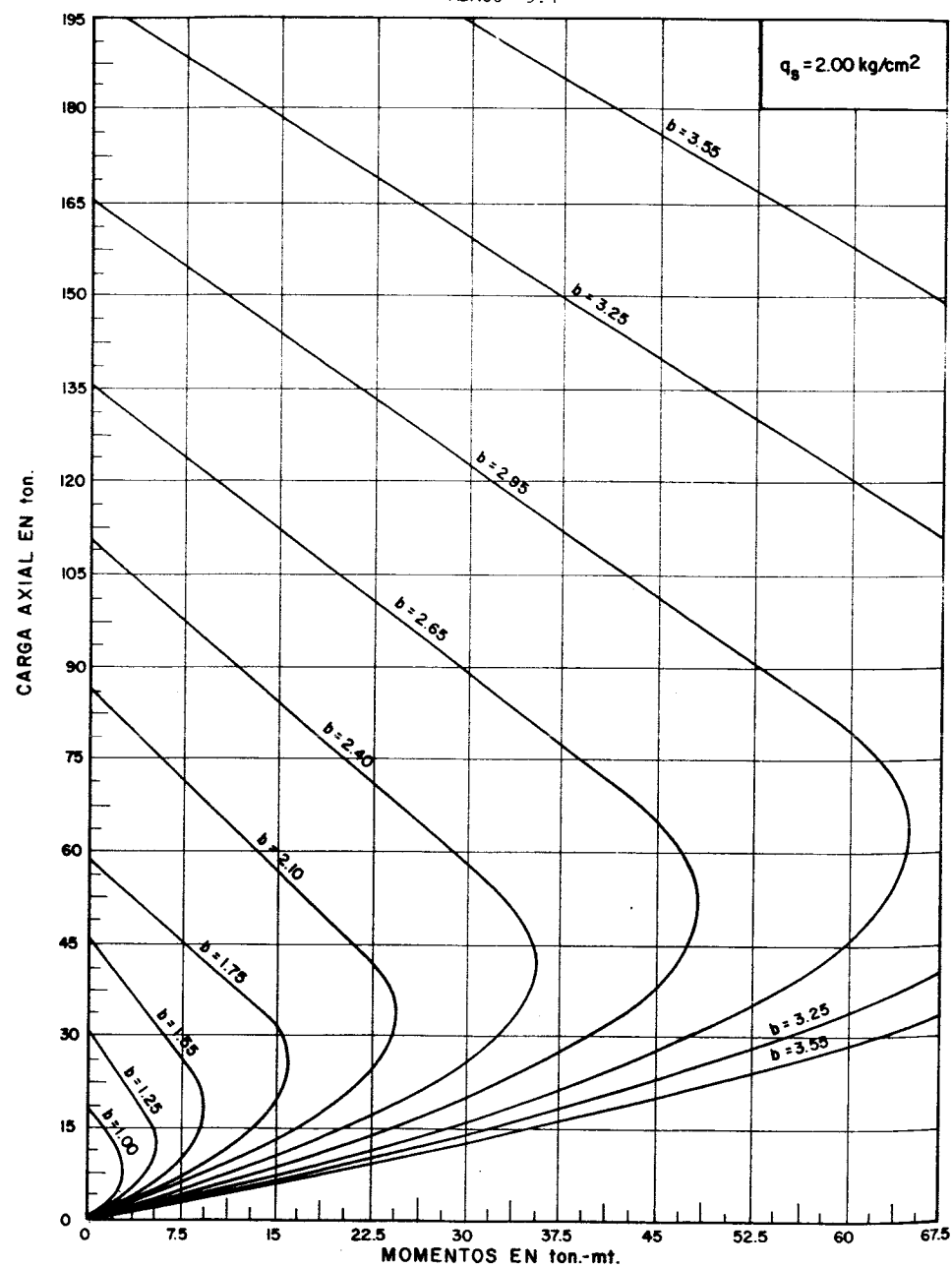


ABACO 9.3

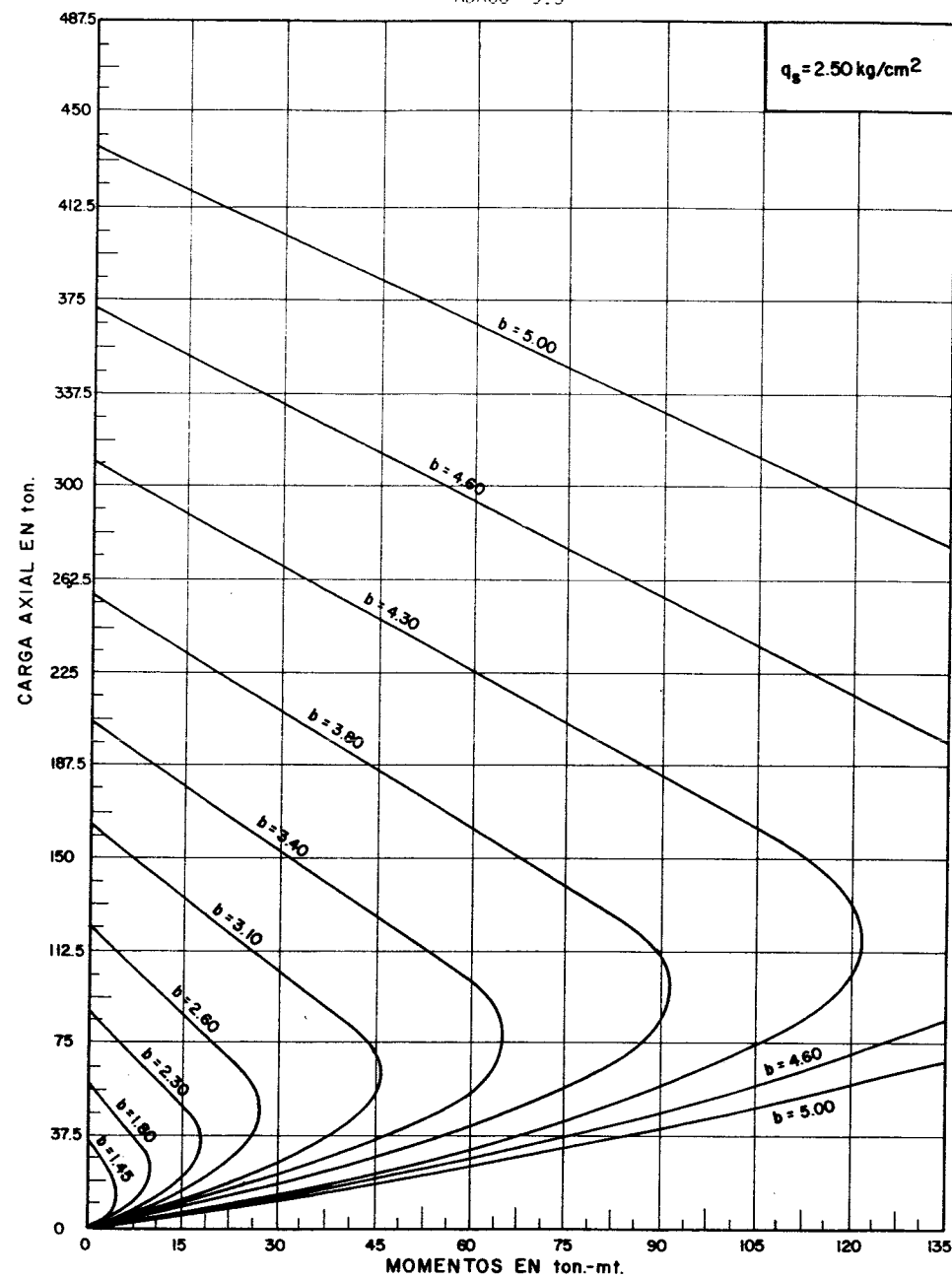




ABACO 9.4

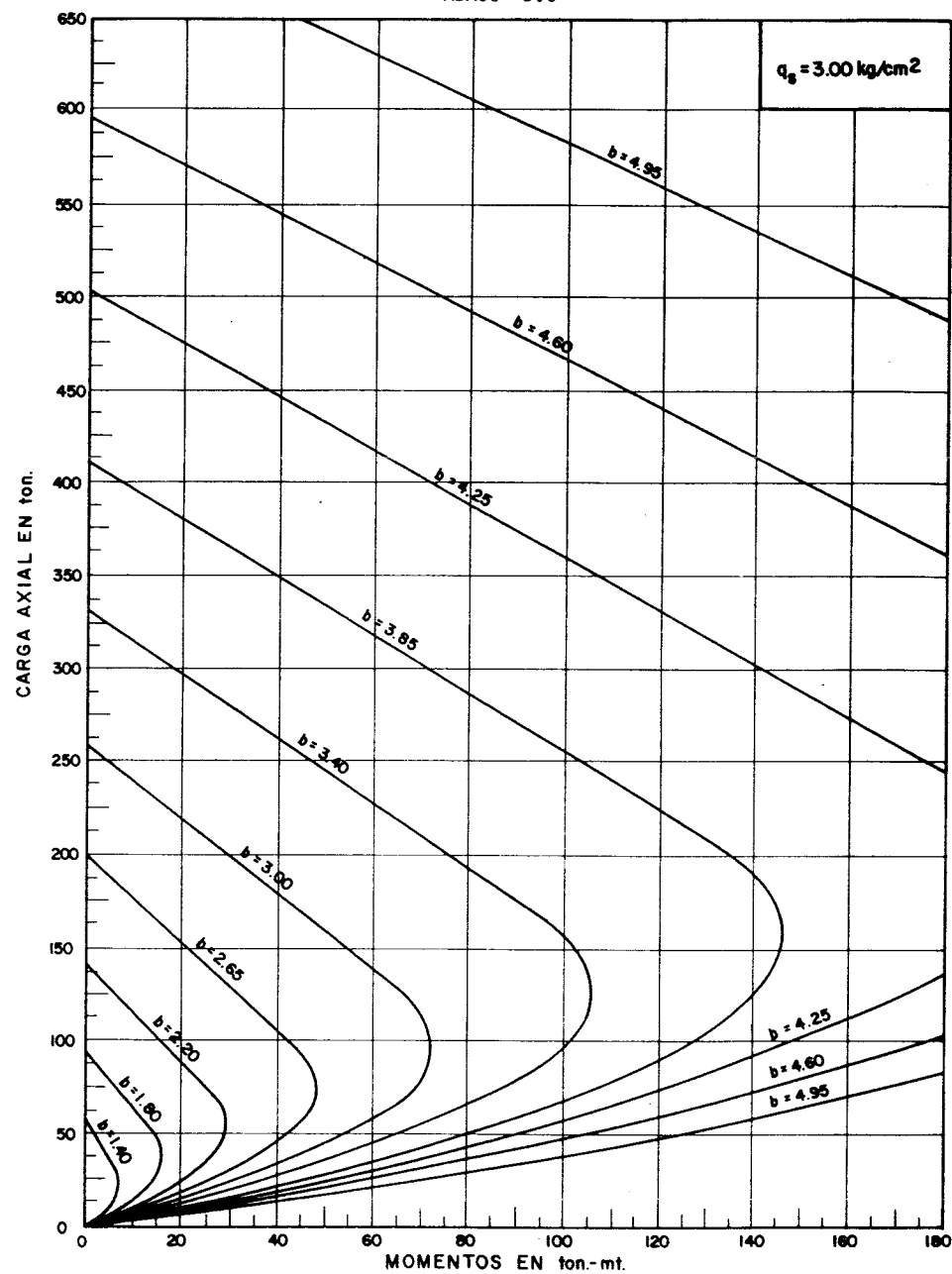


ABACO 9.5

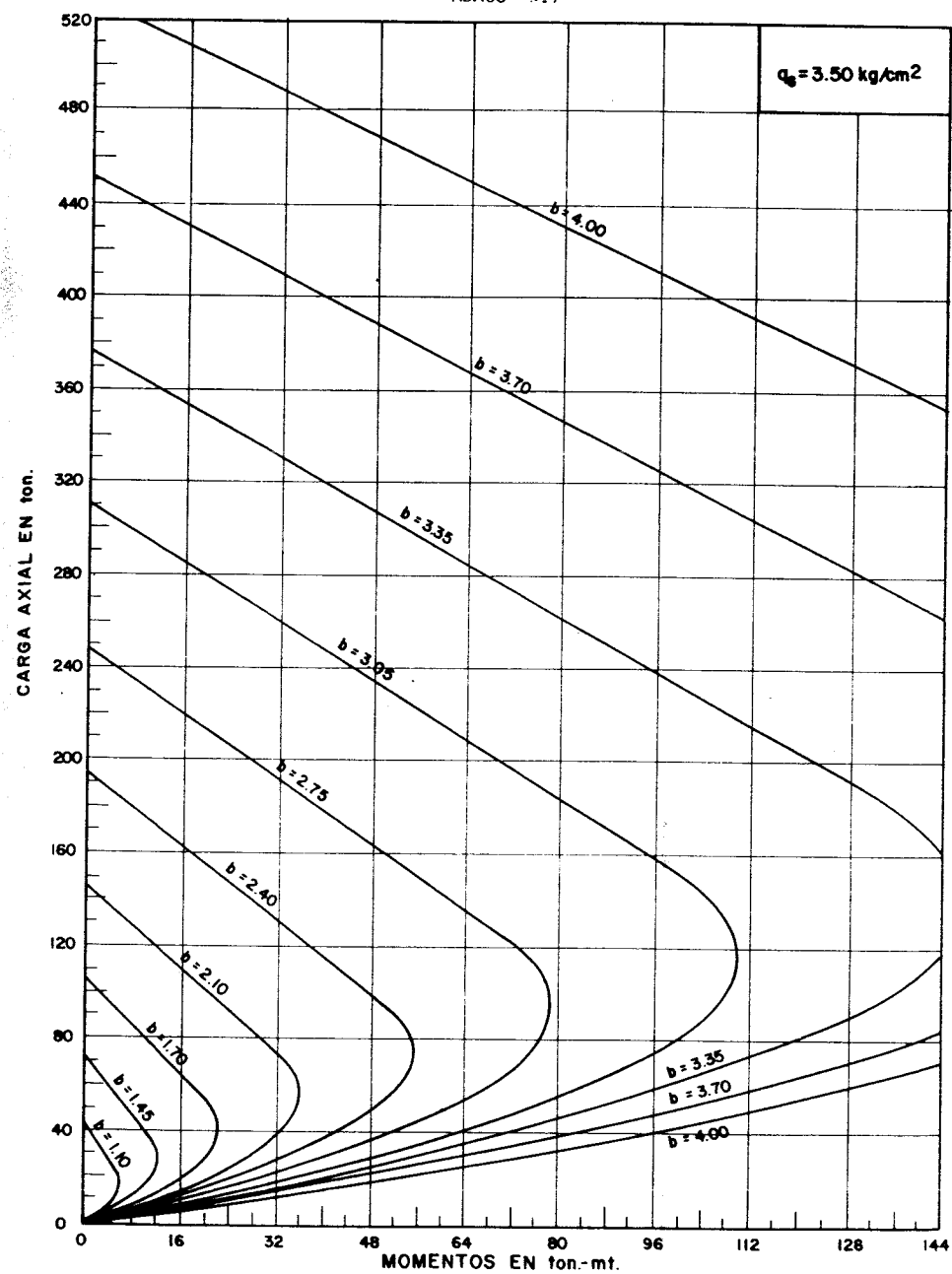




ABACO 9.6

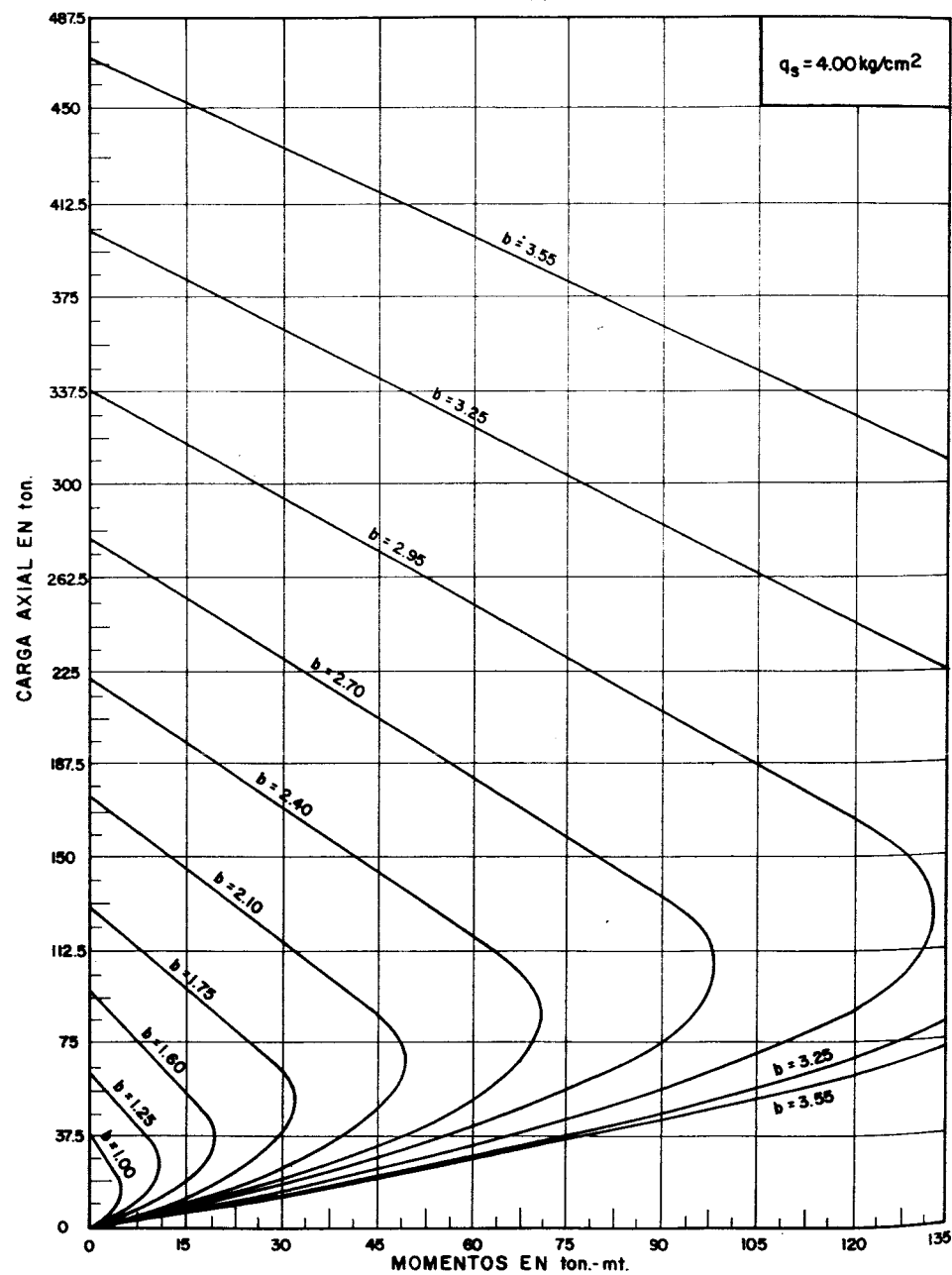


ABACO 9.7

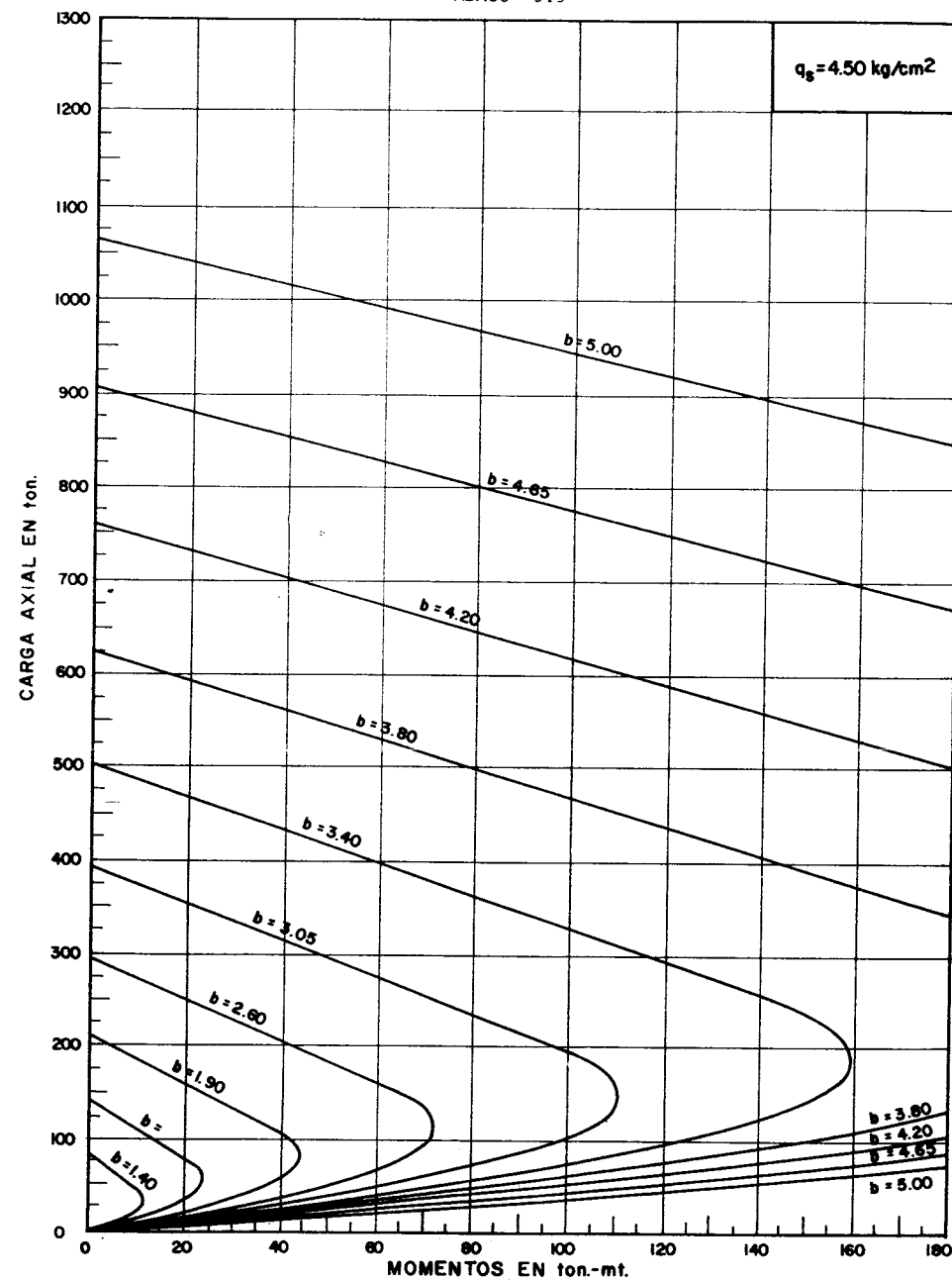




ABACO 9.8

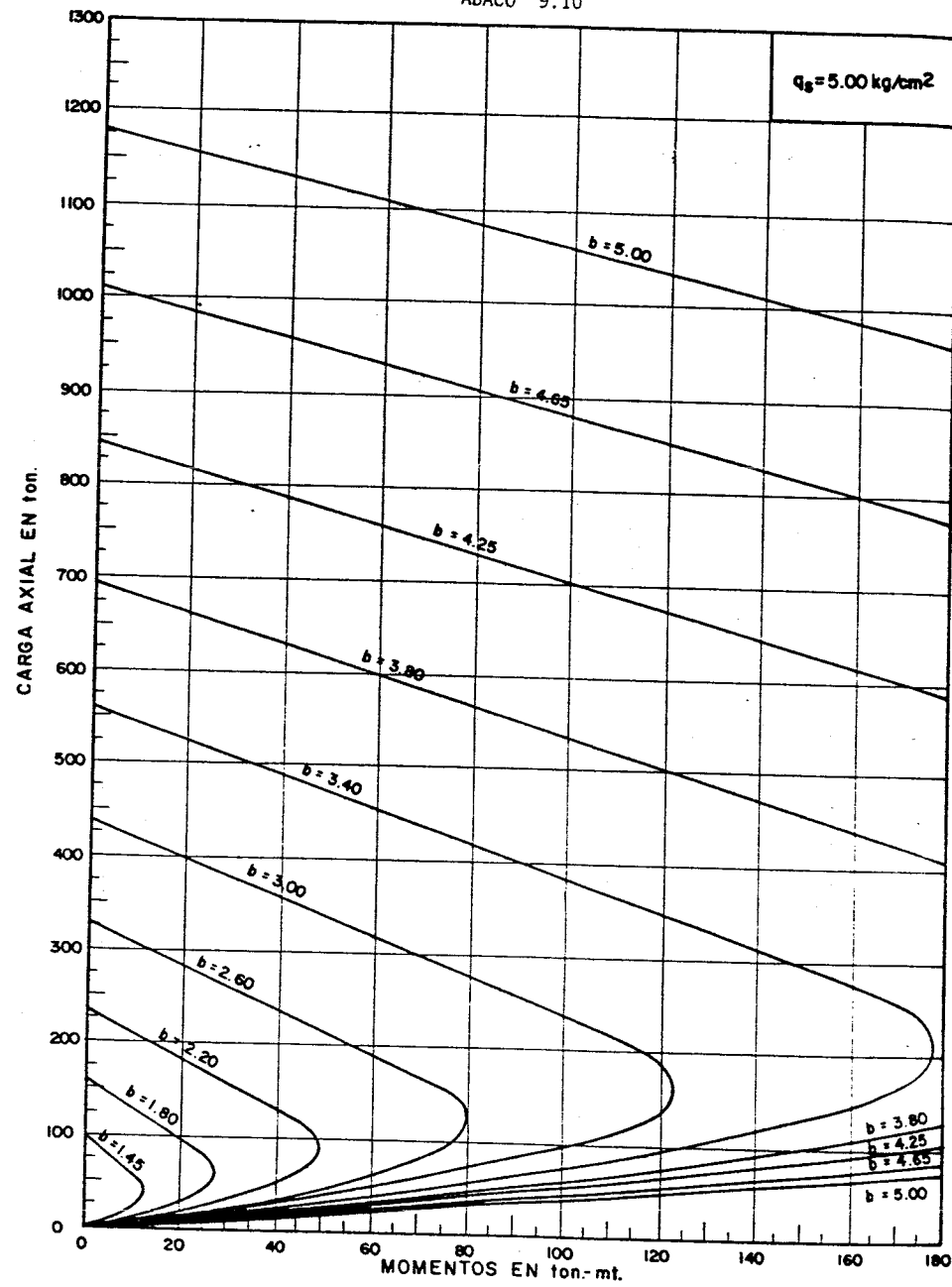


ABACO 9.9

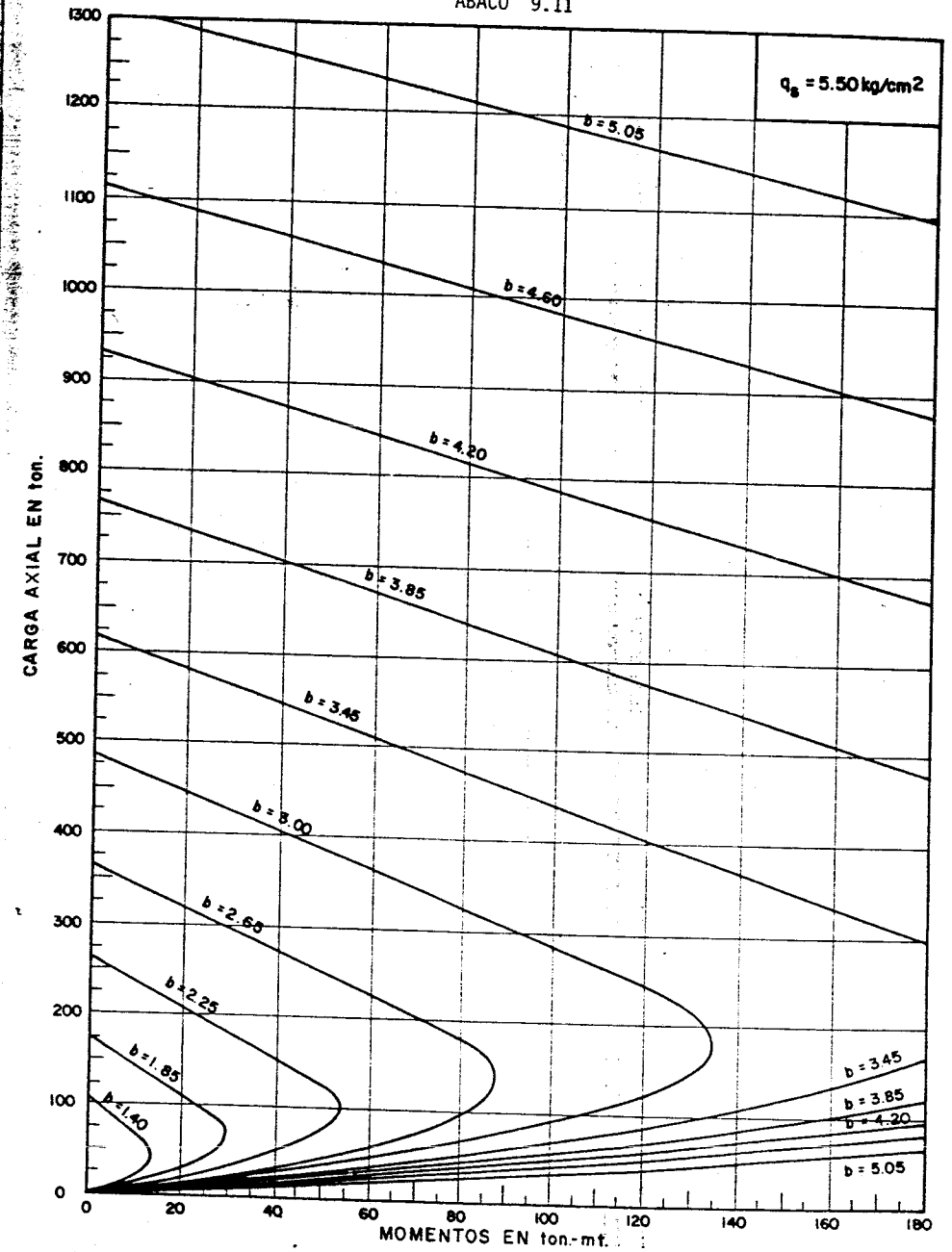


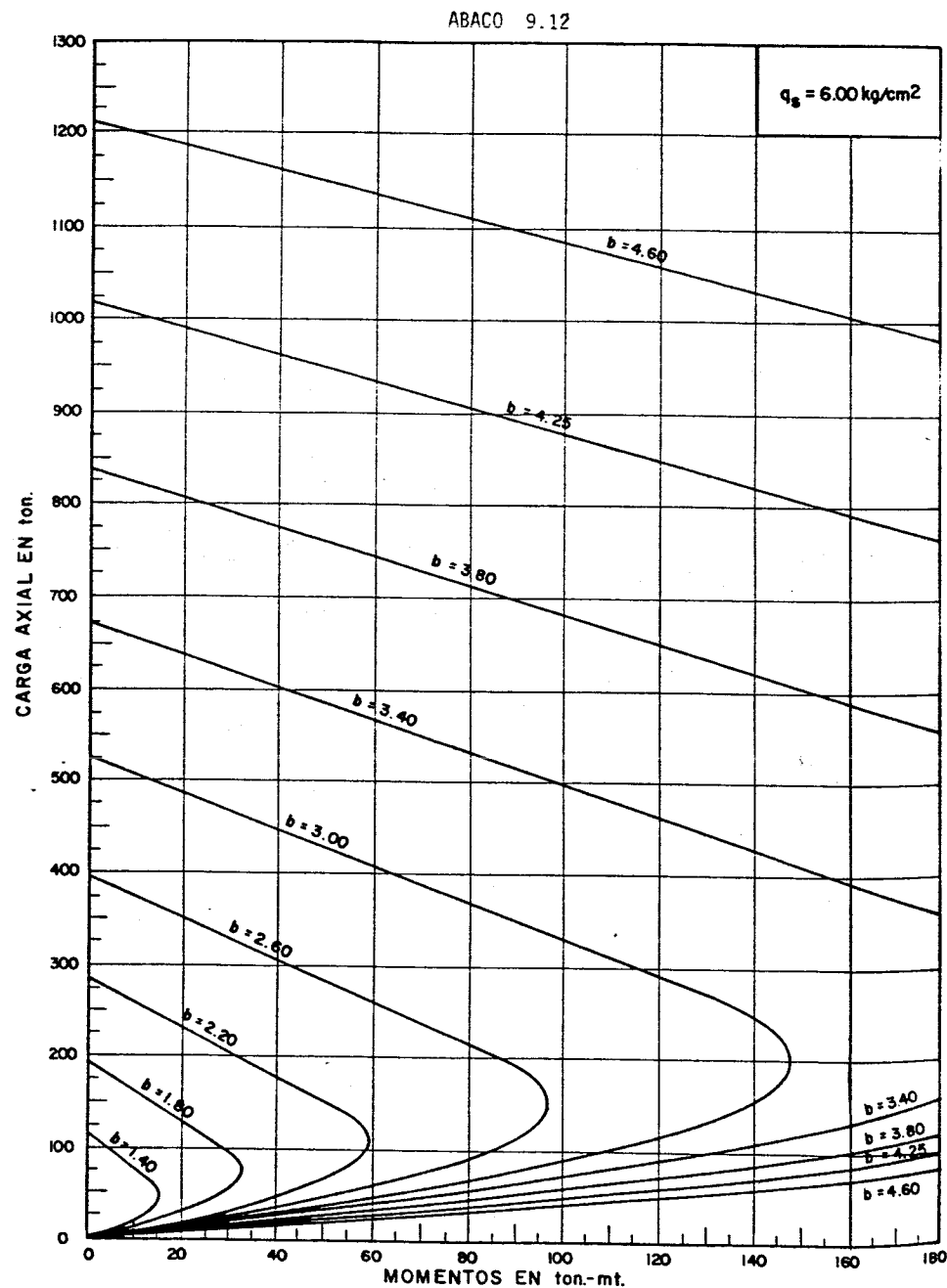


ABACO 9.10



ABACO 9.11





ASPECTOS GENERALES

El proyecto de cabezales para pilotes ha evolucionado a través de las diversas normas empleadas en Venezuela y en otros países.

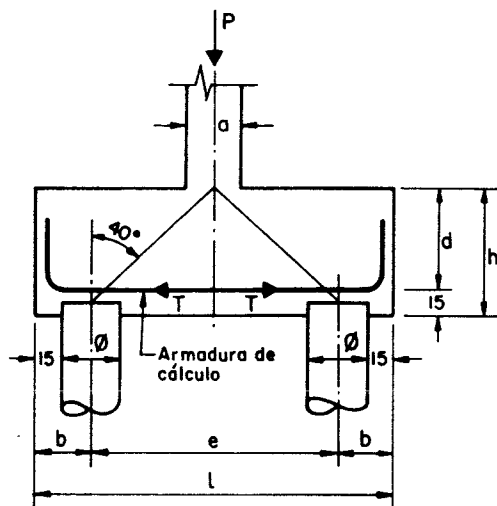
Anteriormente se usó para el cálculo de estos elementos, el método llamado de la viga, en el cual el cabezal era considerado como una viga apoyada sobre los pilotes y cargada con las acciones transmitidas por la columna; este método, que se sigue utilizando para ciertos tipos de cabezales flexibles, no es muy apropiado para los cabezales rígidos que se emplean actualmente, - pues en ellos la altura es comparable a la distancia entre pilotes por lo cual no resulta aplicable los métodos convencionales para el diseño de vigas.

En Francia e Inglaterra se desarrolló el llamado método de las bieles - que toma en cuenta la gran rigidez del cabezal y considera que la carga es transmitida de la columna hacia los pilotes por medio de las bieles comprimidas que se forman en el cuerpo del cabezal. Este procedimiento conduce a resultados muy satisfactorios que han sido comprobados experimentalmente.

El método de las bieles fue el empleado para las tablas que se insertan más adelante.



NOTACION GENERAL:



- ϕ = diámetro del pilote
 a = ancho de la columna
 $b = \frac{\phi}{2} + 15$
 $c = \frac{c_1}{2}$
 $c_1 = b \frac{\sqrt{3}}{2}$
 d = altura útil del cabezal
 e = separación entre pilotes
 $f = e \frac{\sqrt{3}}{2}$
 $f_1 = \frac{2}{3} f$
 $f_2 = \frac{1}{3} f$
 $g = e \frac{\sqrt{2}}{2}$
 h = altura total del cabezal = $d + 15$
 l_1 = lado del cabezal
 l_2 = lado del cabezal
 P = carga axial de la columna
 pp = peso propio del cabezal
 R_p = capacidad de carga del pilote

En las tablas siguientes se dan la geometría, las áreas de acero y la reacción máxima de un pilote, para los cabezales de 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 y 10 pilotes para los diámetros más usuales y distintas capacidades de carga.



TABLA 9.39

DIAMETRO cm	ÁREA ($A_p = 0.79 \phi^2$) cm ²	ARMADURA MÍNIMA (0.5 % A) cm ²	CAPACIDAD DE CARGA (1)	
			$P = 35.55 \phi^2$ Ton	$P = 43.18 \phi^2$ Ton
42	1394	5 ϕ 1/2	63	75
50	1975	5 ϕ 5/8	89	110
52	2136	5 ϕ 5/8	96	115
55	2390	6 ϕ 5/8	108	130
57	2567	7 ϕ 5/8	116	140
60	2844	6 ϕ 3/4	128	155
65	3338	6 ϕ 3/4	150	180
70	3871	7 ϕ 3/4	174	210
80	5056	9 ϕ 3/4	228	275
90	6399	9 ϕ 7/8	288	350
100	7900	11 ϕ 7/8	356	430

- (1) Para la capacidad de carga de los pilotes se ha supuesto que el concreto trabaja entre 45 y 55 kg/cm².

$$P = (0.79 \phi^2) 45 = 35.55 \phi^2$$

$$P = (0.79 \phi^2) 55 = 43.18 \phi^2$$

Estos valores son aproximados y están supeditados a los determinados en el estudio de suelos.



Cabezal	Valor de T	d	A _s
2 Pilotes	$T = \frac{P(2e - a)}{8d}$	$d \geq \frac{e}{2} \text{ tg } 50$	$A_s = \frac{T}{f_s}$
3 Pilotes	$T = \frac{P(2e\sqrt{3} - a\sqrt{2})}{18\sqrt{3}d}$	$d \geq 0.577e \text{ tg } 50$	$A_s = \frac{T}{f_s}$
4 Pilotes	$T = \frac{P(2e - a)}{8d}$	$d \geq \frac{e}{2}\sqrt{2} \text{ tg } 50$	$A_s = \frac{T}{f_s}$
5 Pilotes	$T = \frac{P(2e - a)}{10d}$	$d \geq e \text{ tg } 50$	$A_s = \frac{T}{f_s}$
6 Pilotes Hexagonal	$T_x = \frac{Pe}{3d} \quad T_y = \frac{Pe}{2\sqrt{3}d}$	$d \geq e \text{ tg } 50$	$A_s = \frac{T}{f_s}$
6 Pilotes Rectangular	$T_x = \frac{Pe}{3d} \quad T_y = \frac{Pe}{4d}$	$d \geq 1.12e \text{ tg } 50$	$A_s = \frac{T}{f_s}$
7 Pilotes	$T_x = \frac{2Pe}{7d} \quad T_y = \frac{Pe\sqrt{3}}{7d}$	$d \geq e \text{ tg } 50$	$A_s = \frac{T}{f_s}$
8 Pilotes	$T_x = \frac{5Pe}{16d} \quad T_y = \frac{3\sqrt{3}Pe}{16d}$	$d \geq 1.32e \text{ tg } 50$	$A_s = \frac{T}{f_s}$
9 Pilotes	$T = \frac{\sqrt{2}Pe}{6d}$	$d \geq e\sqrt{2} \text{ tg } 50$	$A_s = \frac{T}{f_s}$
10 Pilotes	$T_x = \frac{4Pe}{10d} \quad T_y = \frac{3\sqrt{3}Pe}{20d}$	$d \geq 1.32e \text{ tg } 50$	$A_s = \frac{T}{f_s}$

NOTAS GENERALES:

- 1) Las tablas para el diseño de cabezales son válidas para cualquier resistencia f'_c del concreto.
- 2) Las tablas vienen dadas para dos separaciones de pilotes:
 - a) $e = 2.5 \phi$
 - b) $e = 3.0 \phi$
- 3) El acero de los cabezales se calculó con la expresión $A_s = \frac{T}{f_s}$ valor que es inferior al exigido por la Sección 15.4.5 de las Normas, que es válida para elementos sometidos a flexión, en cambio los cabezales se han dimensionado para soportar tracciones y compresiones.



- 4) Todas las armaduras de los cabezales irán dispuestos en forma de malla paralelas a los lados L_1 y L_2 del mismo, con excepción del cabezal de tres pilotes cuyas armaduras se dispondrán entre pilotes.
- 5) Para el detalle de armado de los cabezales, véase figura 13.10 a 13.13
- 6) Las vigas de riostra deberán diseñarse para absorber los momentos

USO DE LAS TABLAS:

- 1) Se toma el valor de P_{\max} proveniente del cálculo de la superestructura.
- 2) Se multiplica P_{\max} por 1.05 para tomar en cuenta el peso propio del cabezal. El peso específico del concreto se tomó igual a 2400 kg/m³.
- 3) Se escoge de la tabla de capacidades de carga la combinación más adecuada de pilotes.
- 4) Se entra a la tabla correspondiente en la línea que tiene el valor de P inmediato superior al calculado en (2).

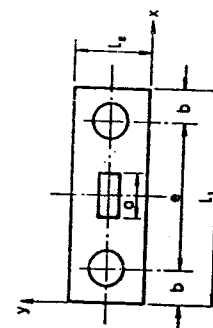
Las tablas fijan los valores de ancho mínimo de columna "a" y la altura útil "d" del cabezal, de acuerdo a la carga aplicada y a las dimensiones del cabezal, de tal manera de obtener un elemento rígido.

- 5) Se obtiene los valores necesarios para el diseño del cabezal.



TABLA 9.40

Diámetro de Pilote (cm)	N° DE PILOTES									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
42	60	120	180	240	300	360	420	480	540	600
	75	150	225	300	375	450	525	660	675	750
50	90	180	270	360	450	540	630	720	810	900
	110	220	330	440	550	660	770	880	990	1100
52	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
	115	230	345	460	575	690	805	920	1035	1150
55	110	220	330	440	550	660	770	880	990	1100
	130	260	390	520	650	780	910	1040	1170	1300
57	120	240	360	480	600	720	840	960	1080	
	140	280	420	560	700	840	980	1120	1260	
60	130	260	390	520	650	780	910	1040		
	155	310	465	620	775	930	1085	1240		
65	150	300	450	600	750	900	1050			
	165	330	495	660	825	990	1155			
	180	360	540	720	900	1080	1260			
70	170	340	510	680	850	1020				
	190	380	570	760	950	1140				
	210	420	630	840	1050	1260				
80	230	460	690	920	1150					
	245	490	735	980	1225					
	275	550	825	1100	1375					
90	290	580	870	1160						
	320	640	960	1280						
	350	700	1050	1400						
100	360	720	1080							
	395	790	1185							
	430	860	1290							

TABLA 9.41
CABEZALES DE 2 PILOTES

DATOS										GEOMETRIA										ARMADURA																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
DIAM	P	e	a	b	c	d	f	g	h	i	j	k	l	m	n	o	p	q	r	s	t	u	v	w	x	y	z	aa	ab	ac	ad	ae	af	ag	ah	ai	aj	ak	al	am	an	ao	ap	aq	ar	as	at	au	av	aw	ax	ay	az	ba	bb	bc	bd	be	bf	bg	bh	bi	bj	bk	bl	bm	bn	bo	bp	bq	br	bs	bt	bu	bv	bw	bx	by	bz	ca	cb	cc	cd	ce	cf	cg	ch	ci	cj	ck	cl	cm	cn	co	cp	cq	cr	cs	ct	cu	cv	cw	cx	cy	cz	da	db	dc	dd	de	df	dg	dh	di	dj	dk	dl	dm	dn	do	dp	dq	dr	ds	dt	du	dv	dw	dx	dy	dz	ea	eb	ec	ed	ee	ef	eg	eh	ei	ej	ek	el	em	en	eo	ep	eq	er	es	et	eu	ev	ew	ex	ey	ez	fa	fb	fc	fd	fe	ff	fg	fh	fi	fj	fk	fl	fm	fn	fo	fp	fq	fr	fs	ft	fu	fv	fw	fx	fy	fz	ga	gb	gc	gd	ge	gf	gg	gh	gi	gj	gk	gl	gm	gn	go	gp	gq	gr	gs	gt	gu	gv	gw	gx	gy	gz	ha	hb	hc	hd	he	hf	hg	hh	hi	hj	hk	hl	hm	hn	ho	hp	hq	hr	hs	ht	hu	hv	hw	hx	hy	hz	ia	ib	ic	id	ie	if	ig	ih	ii	ij	ik	il	im	in	io	ip	iq	ir	is	it	iu	iv	iw	ix	iy	iz	ja	jb	jc	jd	je	jf	jj	jh	ji	jj	jk	jl	jm	jn	jo	jp	jq	jr	js	jt	ju	jv	jw	jx	ky	kz	la	lb	lc	ld	le	lf	lg	lh	li	lj	lk	ll	lm	ln	lo	lp	lq	lr	ls	lt	lu	lv	lw	lx	ly	lz	ma	mb	mc	md	me	mf	mg	mh	mi	mj	mk	ml	mm	mn	mo	mp	mq	mr	ms	mt	mu	mv	mw	mx	my	mz	na	nb	nc	nd	ne	nf	ng	nh	ni	nj	nk	nl	nm	nn	no	np	nq	nr	ns	nt	nu	nv	nw	nx	ny	nz	oa	ob	oc	od	oe	of	og	oh	oi	oj	ok	ol	om	on	oo	op	oq	or	os	ot	ou	ov	ow	ox	oy	oz	pa	pb	pc	pd	pe	pf	pg	ph	pi	pj	pk	pl	pm	pn	po	pp	pq	pr	ps	pt	pu	pv	pw	px	py	pz	qa	qb	qc	qd	qe	qf	qg	qh	qi	qj	qk	ql	qm	qn	qo	qp	qq	qr	qs	qt	qu	qv	qw	qx	qy	qz	ra	rb	rc	rd	re	rf	rg	rh	ri	rj	rk	rl	rm	rn	ro	rp	rq	rr	rs	rt	ru	rv	rw	rx	ry	rz	sa	sb	sc	sd	se	sf	sg	sh	si	sj	sk	sl	sm	sn	so	sp	sq	sr	ss	st	su	sv	sw	sx	sy	sz	ta	tb	tc	td	te	tf	tg	th	ti	tj	tk	tl	tm	tn	to	tp	tq	tr	ts	tt	tu	tv	tw	tx	ty	tz	ua	ub	uc	ud	ue	uf	ug	uh	ui	uj	uk	ul	um	un	uo	up	uq	ur	us	ut	uu	uv	uw	ux	uy	uz	va	vb	vc	vd	ve	vf	vg	vh	vi	vj	vk	vl	vm	vn	vo	vp	vq	vr	vs	vt	vu	vv	vw	vx	vy	vz	wa	wb	wc	wd	we	wf	wg	wh	wi	wj	wk	wl	wm	wn	wo	wp	wq	wr	ws	wt	wu	wv	ww	wx	wy	wz	xa	xb	xc	xd	xe	xf	xg	xh	xi	xj	xk	xl	xm	xn	xo	xp	xq	xr	xs	xt	xu	xv	xw	xx	xy	xz	ya	yb	yc	yd	ye	yf	yg	yh	yi	yj	yk	yl	ym	yn	yo	yp	yq	yr	ys	yt	yu	yv	yw	yx	yy	yz	za	zb	zc	zd	ze	zf	zg	zh	zi	zj	zk	zl	zm	zn	zo	zp	zq	zr	zs	zt	zu	zv	zw	zx	zy	zz
42	120	40	105	35						180	70	65	80																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								

TABLA 9.42
CABEZALES DE 3 PILOTES
(continuación)

DATOS				GEOMETRIA												ARMADURA			
DIAM	P	a _{min}	e	b	c	c ₁	f	g	i ₁	i ₂	d	h	AS _x	AS _y	AS _z	R _p			
cm	ton	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	ton			
90	870	110	270	60	35	70	195	235	195	155	170	37.28	24.85	27.62	28.48	284			
90	900	115	270	60	35	70	195	235	195	155	200	41.43	27.62	29.85	29.85	298			
90	960	115	270	60	35	70	195	235	195	155	170	40.63	27.62	29.85	29.85	314			
90	1050	120	270	60	35	70	195	235	195	155	200	46.67	AS rep	AS rep	28.48	319			
90	1050	120	270	60	35	70	195	235	195	155	170	42.59	AS rep	AS rep	28.48	343			
100	1000	120	270	65	40	75	220	330	220	155	200	47.76	31.84	31.84	31.84	347			
100	1000	120	250	65	40	75	220	330	220	175	190	46.12	38.74	38.74	38.74	355			
100	1100	130	300	65	40	75	220	330	220	175	190	48.20	33.94	33.94	33.94	362			
100	1185	130	250	65	40	75	220	330	220	175	190	48.20	32.19	32.19	32.19	389			
100	1200	130	300	65	40	75	220	330	220	175	225	53.81	AS rep	AS rep	35.87	395			
100	1290	130	250	65	40	75	220	330	220	175	190	52.42	34.95	34.95	34.95	422			
100	1380	130	300	65	40	75	220	330	220	175	225	58.15	38.99	38.99	38.99	440			

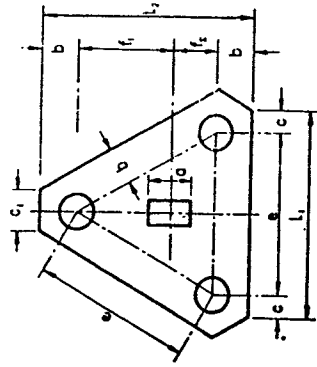
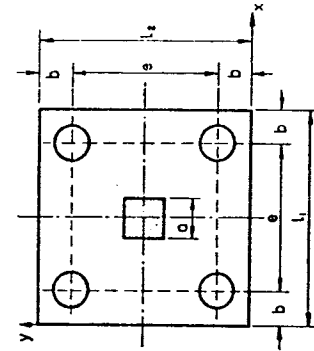


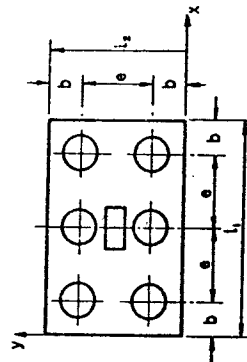
TABLA 9.43
CABEZALES DE 4 PILOTES

DATOS										GEOMETRIA										ARMADURA					
DIAM	P	a _{min}	e	b	c	c ₁	f	g	i	i ₂	d	h	AS _x	AS _y	AS _z	RP									
cm	ton	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	ton									
42	240	60	105	35					180	180	90	105	35.23	35.23	23.49	59									
									200	200	105	120	38.79	38.79	23.86	60									
42	300	65	105	35					180	180	90	105	42.27	42.27	26.18	73									
									200	200	105	120	46.74	46.74	31.17	74									
50	360	70	125	40					205	205	105	120	54.33	54.33	36.22	89									
									230	230	125	140	59.25	59.25	39.50	90									
50	440	80	125	40					205	205	105	120	62.33	62.33	41.55	100									
									230	230	125	140	68.65	68.65	45.76	102									
52	400	75	130	40					210	210	110	125	57.97	57.97	39.46	99									
									240	240	130	145	64.72	64.72	43.15	100									
52	460	80	130	40					210	210	110	125	65.37	65.37	43.96	113									
									240	240	130	145	72.33	72.33	48.23	112									
55	440	80	140	45					225	225	120	135	64.80	64.80	47.26	109									
									250	250	140	155	70.52	70.52	51.04	111									
55	520	85	140	45					225	225	120	135	74.23	74.23	54.91	128									
									250	250	140	155	81.01	81.01	58.81	132									
57	480	80	145	45					230	230	130	135	74.11	74.11	49.48	117									
									260	260	145	160	77.34	77.34	51.56	121									
57	560	90	145	45					230	230	130	135	81.92	81.92	57.61	138									
									260	260	145	160	86.10	86.10	57.60	152									
60	520	85	150	45					240	240	140	145	79.03	79.03	52.69	129									
									270	270	150	165	85.79	85.79	57.19	131									
60	620	90	150	45					240	240	140	145	91.47	91.47	60.98	152									
									270	270	150	165	99.34	99.34	66.36	152									
65	600	90	165	50					260	260	160	165	91.31	91.31	60.88	138									
									290	290	165	180	98.66	98.66	65.77	152									
65	660	95	165	50					260	260	160	165	97.97	97.97	65.77	152									
									290	290	165	180	106.14	106.14	70.76	163									
65	720	100	165	50					260	260	160	165	104.27	104.27	69.51	170									
									290	290	165	180	113.31	113.31	75.54	181									
70	680	95	172	50					275	275	170	185	102.04	102.04	68.55	139									
									310	310	175	190	114.65	114.65	76.43	173									
70	760	100	175	50					275	275	170	185	112.17	112.17	74.78	180									
									310	310	175	190	125.33	125.33	83.55	192									
70	840	110	175	50					275	275	170	185	118.56	118.56	79.04	207									
									310	310	175	190	133.46	133.46	88.97	211									
80	920	110	200	55					310	310	170	185	139.95	139.95	93.30	230									
									350	350	200	215	155.17	155.17	103.45	235									
80	980	115	200	55					310	310	170	185	166.09	166.09	97.48	244									
									350	350	200	215	162.38	162.38	108.26	249									
80	1100	120	200	55					310	310	170	185	168.34	168.34	106.89	273									
									350	350	200	215	178.33	178.33	119.02	278									
90	1160	125	235	60					345	345	190	205	177.67	177.67	118.45	291									
									370	370	230	245	192.39	192.39	128.26	299									
90	1280	130	235	60					345	345	190	205	192.12	192.12	128.08	319									
									370	370	230	245	208.26	208.26	138.84	327									
90	1400	140	235	60					345	345	190	205	202.77	202.77	135.18	348									
									370	370	230	245	220.93	220.93	147.28	356									



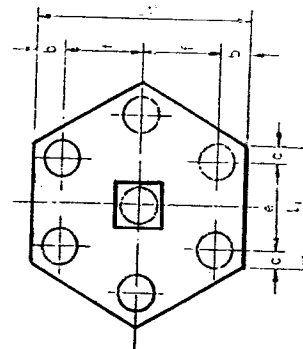
T A B L A 9.46

CABEZALES ' DE 6 PILOTES

[illegible]

T A B L A 9.47

CABEZALES DE 7 PILOTES



DATOS			GEOMETRIA										ARMADURA					
DIAM	P	e	a	b	c	d	f	g	h	i	j	k	l	m	n	o	p	
cm	ton	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	
42	420	105	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	125	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	145	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	165	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	185	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	205	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	225	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	245	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	265	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	285	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	305	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	325	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	345	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	365	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	385	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	405	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	425	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	445	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	465	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	485	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	505	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	525	35	20	40	90	165	230	135	140	71.72	62.11	47.91	41.41	60	60	60	
42	420	545	35	20	40	90	16											

TABLA 9.48
CABEZALES DE 8 PILOTES

DATOS				GEOMETRIA										ARMADURA			
DIAM	P	a _{sh}	e	b	c	c ₁	f	g	l ₁	l ₂	d	h	ASx	ASy	ASx	ASy	R _p
cm	ton	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	ton
42	480	103	123	35			90		280	235	165	180	69.32	72.04	46.21	48.02	61
42	600	123	123	35			110		320	290	195	210	72.10	74.93	48.07	49.95	63
42	600	103	123	35			90		280	235	165	180	85.55	88.91	57.03	59.27	75
50	720	123	123	40			110		320	290	210	210	88.46	91.93	58.97	61.28	77
50	720	123	123	40			110		330	300	195	210	105.26	109.38	70.17	72.92	92
50	800	123	123	40			110		380	340	235	250	108.74	113.01	72.50	75.34	95
50	800	123	123	40			110		330	300	195	210	127.06	132.04	84.71	88.03	111
52	800	130	130	40			130		380	340	235	250	130.45	135.37	86.97	90.38	114
52	920	135	135	40			135		390	350	245	260	119.62	124.32	79.75	82.69	106
52	920	130	130	40			115		320	310	205	220	131.90	137.08	87.94	91.38	116
55	800	132	140	45			120		360	330	220	245	135.76	141.89	90.51	94.06	120
55	800	132	140	45			120		365	330	230	255	128.70	133.73	85.88	89.18	123
55	1040	140	140	45			120		365	330	230	255	150.34	156.24	88.72	92.20	117
55	1040	140	140	45			120		365	330	230	255	150.34	156.24	88.72	92.20	117
57	960	145	145	45			125		415	370	240	275	134.66	140.11	90.71	94.15	132
57	960	145	145	45			125		380	340	230	245	139.35	144.82	92.90	96.35	124
57	1120	170	170	45			150		430	380	270	285	144.20	149.86	96.14	99.91	128
57	1120	145	145	45			125		380	340	230	245	160.79	167.10	107.20	111.40	143
57	1120	170	170	45			150		430	380	270	285	165.62	172.12	110.41	114.74	147
60	1040	150	150	45			130		390	350	235	250	152.79	158.78	101.81	105.83	134
60	1040	150	150	45			130		450	400	285	300	157.91	164.18	105.27	109.40	140
60	1240	150	150	45			135		390	350	235	250	179.93	186.99	119.95	124.66	158
60	1240	150	150	45			135		450	400	285	300	184.74	192.01	123.17	128.08	164

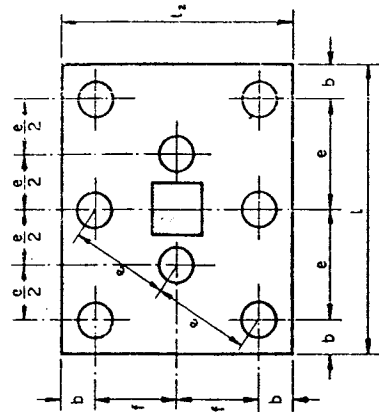


TABLA 9.49
CABEZALES DE 9 PILOTES

DATOS			GEOMETRIA											ARMADURA							
DIAM	P	a _{min}	e	b	c	c ₁	f	g	l ₁	l ₂	d	h	ASx	ASy	ASx	ASy	R _p				
cm	ton	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	ton				
42	540	103	35	75	220	220	175	190	34.18	34.18	36.12	36.12	60	60	60	60	60				
42	675	103	35	90	230	230	210	225	34.92	34.92	36.61	36.61	61	61	61	61	61				
50	810	123	40	90	230	230	210	225	67.17	67.17	44.78	44.78	74	74	74	74	74				
50	990	123	40	105	260	260	250	265	83.33	83.33	53.55	53.55	92	92	92	92	92				
52	900	130	40	105	290	290	250	285	100.65	100.65	67.10	67.10	111	111	111	111	111				
52	1035	130	40	110	300	300	260	275	91.99	91.99	61.53	61.53	102	102	102	102	102				
55	990	140	45	110	300	300	260	275	101.86	101.86	67.90	67.90	114	114	114	114	114				
55	1170	140	45	120	325	325	280	295	100.96	100.96	67.31	67.31	116	116	116	116	116				
57	1000	145	45	120	325	325	280	295	116.65	116.65	77.77	77.77	129	129	129	129	129				
57	1240	145	45	120	325	325	280	295	117.97	117.97	78.63	78.63	132	132	132	132	132				
57	1260	145	45	120	330	330	285	300	111.17	111.17	74.11	74.11	123	123	123	123	123				
57	1260	145	45	120	330	330	285	300	123.16	123.16	83.44	83.44	140	140	140	140	140				
57	1260	145	45	120	330	330	285	300	128.38	128.38	88.33	88.33	142	142	142	142	142				

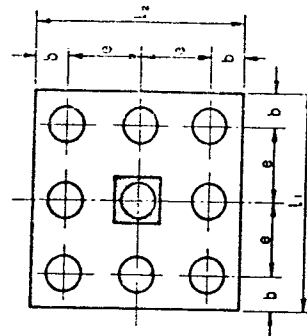
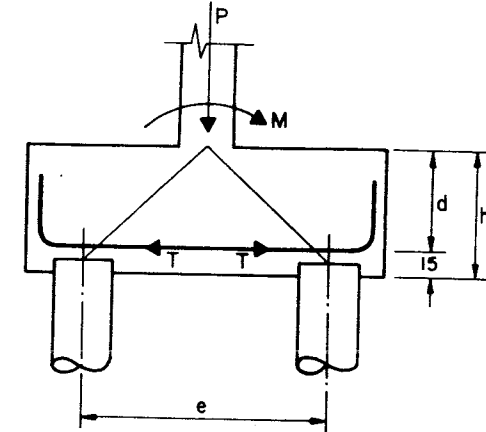
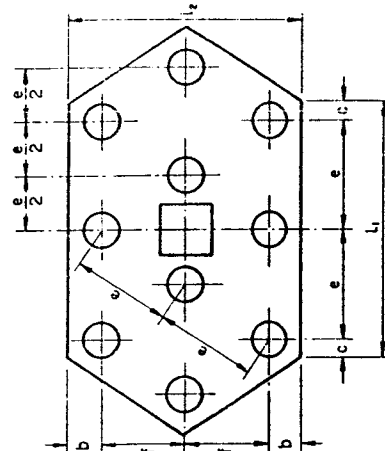


TABLA 9.50
CABEZALES DE 10 PILOTES

DATOS				GEOMETRIA										ARMADURA					
DIAM	P	e	a _{sh}	b	c	c ₁	f	g	l ₁	l ₂	d	h	AS _x	AS _y	AS _x	AS _y	R _p	ton	
cm	ton	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	ton	
42	600	195	35	20	40	90	110	250	250	165	180	108.81	68.00	72.54	45.34	68	68	41	
42	750	125	35	20	40	90	110	290	290	195	210	112.42	70.26	74.95	46.84	61	61	74	
50	900	125	40	25	45	110	130	300	300	195	210	138.58	86.62	92.39	52.16	74	74	98	
50	1100	130	40	25	45	130	130	340	340	235	250	169.34	103.84	112.89	70.56	93	93	109	
52	1000	130	40	25	50	115	135	310	310	205	220	208.18	125.11	133.45	83.41	108	108	112	
52	1150	135	40	25	50	115	135	350	350	245	260	224.08	127.55	136.05	85.93	112	112	130	
55	1100	140	45	25	50	120	140	310	310	205	220	181.75	113.59	121.17	75.73	108	108	117	
55	1300	145	45	25	50	120	145	360	360	245	260	186.36	116.48	124.24	77.45	103	103	114	
55	1300	160	45	25	50	120	160	310	310	205	220	207.63	129.77	138.42	86.51	115	115	138	
55	1300	165	45	25	50	120	165	360	360	245	260	212.18	132.62	141.46	88.51	117	117	139	
55	1300	165	45	25	50	120	165	360	355	240	255	201.47	125.92	134.32	83.95	111	111	136	
55	1300	165	45	25	50	120	165	360	355	240	255	207.01	129.38	138.08	86.25	114	114	136	
55	1300	165	45	25	50	120	165	360	355	240	255	226.11	147.57	157.40	98.58	138	138	139	



Se tiene que la reacción del pilote más desfavorable tomando en cuenta la carga axial y los momentos es:

$$R_p = \frac{P}{n} + \frac{M_x}{\sum d_x^2} X + \frac{M_y}{\sum d_y^2} Y$$

con lo que tendremos una carga equivalente igual a $n R_p$, con la cual se diseñará el cabezal, siguiendo el mismo procedimiento descrito para cabezales sometidos a carga axial y en donde:

- R_p = Reacción del pilote más desfavorable
- n = Número de pilotes
- P = Carga axial de la columna
- P_e = Carga axial equivalente
- M_x = Momento en el sentido X proveniente de la columna
- M_y = Momento en el sentido Y proveniente de la columna
- X = Abscisa del centro de gravedad del conjunto de pilotes
- Y = Ordenada del centro de gravedad del conjunto de pilotes
- $\sum d_x^2$ = Suma del cuadrado de las abscisas de cada pilote
- $\sum d_y^2$ = Suma del cuadrado de las ordenadas de cada pilote



Cabezal	R_p = Reacción máx Pilote	P_e = Carga Equivalente
2 Pilotes	$R_p = \frac{P}{2} + \frac{M_x}{e}$	$2 R_p$
3 Pilotes	$R_p = \frac{P}{3} + \frac{M_x}{e} + \frac{M_y}{\sqrt{3} e}$	$3 R_p$
4 Pilotes	$R_p = \frac{P}{4} + \frac{M_x}{2e} + \frac{M_y}{2e}$	$4 R_p$
5 Pilotes Hexagonal	$R_p = \frac{P}{5} + \frac{M_x}{2\sqrt{2}e} + \frac{M_y}{2\sqrt{2}e}$	$5 R_p$
6 Pilotes Rectangular	$R_p = \frac{P}{6} + \frac{2M_x}{9e} + \frac{M_y}{2\sqrt{3}e}$	$6 R_p$
6 Pilotes	$R_p = \frac{P}{6} + \frac{M_x}{4e} + \frac{M_y}{3e}$	$6 R_p$
7 Pilotes	$R_p = \frac{P}{7} + \frac{M_x}{9e} + \frac{M_y}{2\sqrt{3}e}$	$7 R_p$
8 Pilotes	$R_p = \frac{P}{8} + \frac{M_x}{27e} + \frac{M_y}{3\sqrt{3}e}$	$8 R_p$
9 Pilotes	$R_p = \frac{P}{9} + \frac{M_x}{3\sqrt{2}e} + \frac{M_y}{3\sqrt{2}e}$	$9 R_p$
10 Pilotes	$R_p = \frac{P}{10} + \frac{M_x}{6e} + \frac{M_y}{3\sqrt{3}e}$	$10 R_p$

DISEÑO DE CABEZAL

DISEÑAR UN CABEZAL PARA LAS SOLICITACIONES Y CARACTERISTICAS INDICADAS A CONTINUACION.

DATOS:

$$P = 300 \text{ T.}$$

$$m_x = 40 \text{ T-mt.}$$

$$m_y = 10 \text{ T-mt.}$$

$$f'_c = 250 \text{ K/cm}^2$$

$$f_y = 4.200 \text{ K/cm}^2$$

$$a = 75$$

$$P_p = 100 \text{ T.}$$

$$\phi = 50 \text{ cm.}$$

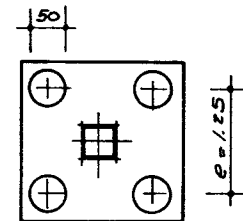
$$e = 1.25 \text{ mts.}$$

1- DETERMINACION DEL NUMERO DE PILOTES

$$n = \frac{1.05 P}{P_p} = \frac{1.05 \times 300}{100} = 3.15$$

SE ADOPTA $n = 4$

2- FORMA, DIMENSIONES Y PESO PROPIO DEL CABEZAL



SE USARA UN CABEZAL CUADRADO, LAS DIMENSIONES SERAN:

$$l = e + \phi + 0.30$$

$$l = 1.25 + .50 + .30 = 2.05$$

$$d = \frac{e}{2} \pm 50^\circ = \frac{1.25}{2} \times 1.50 = 1.05$$

$$h = d + 0.15 = 1.05 + 0.15 = 1.20$$

SE ADOPTA UN CABEZAL DE $2.05 \times 2.05 \times 1.20$

$$P_p = 2.05^2 \times 1.20 \times 2.5 = 12.6 \text{ Tn.}$$



3- CARGA EQUIVALENTE

HACIENDO USO DE LAS FORMULAS INDICADAS EN LA TABLA CORRESPONDIENTE SE CALCULARA LA CARGA EQUIVALENTE.

$$R_p = \frac{P}{4} + \frac{M_x}{2e} + \frac{M_y}{2e}$$

$$R_p = \frac{300 + 12.6}{4} + \frac{4}{2 \times 1.25} + \frac{10}{2 \times 1.25} = 78.15 + 16.0 + 4.0$$

$$R_p = 98.15 \text{ T.}$$

$$P(eq) = n R_p = 4 \times 98.15 = 392.60 \text{ T.}$$

4- REFUERZO METALICO

ENTRANDO EN LA TABLA CORRESPONDIENTE A 4 PILOTES CON LOS VALORES

$$P = 392.60 \text{ T.}$$

$$\phi = 50 \text{ cms.}$$

$$e = 125 \text{ cms.}$$

$$f_y = 4.200 \text{ K/cm}^2$$

SE OBTIENE:

$$l_1 = l_2 = 205 \text{ cms.}$$

$$d = 1.05$$

$$h = 1.20$$

$$\Delta s_x = \Delta s_y = 41.55 \text{ cm}^2$$



EN DEFINITIVA SE ADOPTA UN CABEZAL DE $2.05 \times 2.05 \times 1.20$ CON $11 \phi \frac{7}{8}$ EN C/ DIRECCION

SEGUN SE INDICA EN LA FIGURA ANEXA

OBSERVASE QUE LOS VALORES DE $P = 392.60$ Y $\alpha = 75$, SON INTERMEDIOS ENTRE LOS QUE APARECEN EN LA TABLA, HABIENDOSE ADOPTADO EL VALOR DE AS CORRESPONDIENTE A $P = 440$ Y $\alpha = 80$, CON SEPARACION $e = 125$.

NO SE CONSIDERO NECESARIO INTERPOLAR, DEBIDO A LA PEQUEÑA DIFERENCIA DE ACERO EXISTENTE ENTRE LOS CASOS EXTREMOS SEÑALADOS EN LA TABLA.

DISEÑO DE CABEZAL

DISEÑAR UN CABEZAL PARA LAS SOLICITACIONES Y CARACTERÍSTICAS INDICADAS A CONTINUACIÓN.

DATOS:

$$P = 655 \text{ T.}$$

$$f'_c = 250 \text{ K/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ K/cm}^2$$

$$\alpha = 0.90$$

SEGUN ESTUDIO DE SUELOS

$$P_p = 120 \text{ T.}$$

$$\phi = 52 \text{ cms.}$$

$$e = 130 \text{ cms.}$$

A- POR FORMULAS

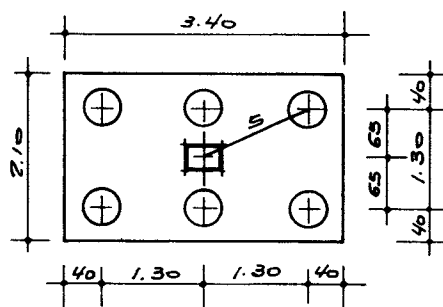
A-1. DETERMINACION DEL NUMERO DE PILOTES.

$$n = \frac{1.05 P}{P_p} = \frac{1.05 \times 655}{120} = 5.73$$

SE ADOPTA $n = 6$

A-2. FORMA, DIMENSIONES Y PESO PROPIO DEL CABEZAL.

SE USARA UN CABEZAL RECTANGULAR DE 3.40×2.10 EN PLANTA SEGUN FIGURA ANEXA.



LA ALTURA SERA DETERMINADA DE MANERA TAL QUE LA BIELA COMPRIMIDA QUE VA DEL CENTRO DE LA COLUMNA AL PILOTE MAS ALEJADO TENGA INCLINACION DE 50° .

$$S = \sqrt{1.3^2 + 0.65^2} = 1.45$$

$$d = S \cdot \cos 50^\circ = 1.45 \times 1.19$$

$$d \approx 1.75 \quad h = 1.90$$

SE CALCULA EL PESO PROPIO DEL CABEZAL

$$P_p = 3.40 \times 2.10 \times 1.90 \times 2.5 = 33.92 \text{ Tn.}$$



3- FUERZAS DE TRACCION Y AREA DE ACERO REQUERIDA LAS TRACCIONES EN LA BASE DEL CABEZAL VALDRAN:

$$T_x = \frac{P \times e}{3d} = \frac{(655 + 33.92) \times 1.3}{3 \times 1.75} = 170.6 \text{ T.}$$

$$\Delta s_x = \frac{T_x}{f_s} = \frac{170.6}{2.1} = 81.23 \text{ cm}^2$$

$$T_y = \frac{P \times e}{4d} = \frac{(655 + 33.92) \times 1.3}{4 \times 1.75} = 127.94 \text{ T.}$$

$$\Delta s_y = \frac{T_y}{f_s} = \frac{127.94}{2.1} = 60.92 \text{ cm}^2$$

SE DISPONDRAN $16 \phi 1"$ EN SENTIDO LARGO

Y $16 \phi 7/8"$ EN SENTIDO CORTO.

B- POR TABLOS

B-1 SE MAYORA LA CARGA EN UN 5% PARA CONSIDERAR EL PESO PROPIO DEL CABEZAL

$$P_{\text{diseño}} = 1.05 P = 1.05 \times 655 = 688 \text{ T.}$$

B-2 ENTRANDO EN LA TABLA CORRESPONDIENTE A CABEZALES RECTANGULARES DE 6 PILOTES, CON LOS VALORES DE LA CARGA Y DIAMETRO DEL PILOTE SE OBTIENE LA GEOMETRIA DEL CABEZAL Y EL AREA DE ACERO.

PARA $P > 688 \text{ T.}$

$$\phi = 52 \text{ cms.}$$

SE OBTIENE $e = 1.30 \text{ mts.}$

$$l_1 = 3.40 \text{ mts.}$$

$$l_2 = 2.10 \text{ mts.}$$

$$d = 1.75 \text{ mts.} \quad h = 1.90 \text{ mts.}$$

$$\Delta s_x = 81.33 \text{ cm}^2 \rightarrow 16 \phi 1"$$

$$\Delta s_y = 60.99 \text{ cm}^2 \rightarrow 16 \phi 7/8"$$



ASPECTOS GENERALES

Los muros de sostenimiento del tipo llamado en voladizo resisten los empujes principalmente mediante una forma apropiada, mientras que los muros de gravedad lo hacen mediante su peso propio.

Otros tipos de muros de sostenimiento, no incluidos en este trabajo, serían los muros anclados, los de pantalla, los lanzados o proyectados, los de tierra armada, etc..

TABLAS DE MUROS

Se incluyen tablas para muros en voladizo del tipo T invertida, L y L invertida para alturas comprendidas entre 2.0 y 10.0 m.

También se dan tablas para muros de gravedad en piedra o en concreto ciclópeo.

Para facilitar el cálculo de muros ubicados en zonas sísmicas se incluye una tabla para calcular el empuje debido a la acción de terremotos.

PARAMETROS DE CALCULO

Para el cálculo de los muros se ha trabajado con los siguientes parámetros:

Peso específico del terreno;
Coeficiente de presión activa;
Sobrecarga;
Resistencia del concreto;
Límite elástico del acero.

Se consideró que la tierra colocada frente al muro no contribuye a su estabilidad.



ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

Los muros se drenarán mediante barbacanas de ϕ 10 cm colocadas en cuadras de 2 x 2 m. Se dispondrán juntas de construcción cada 10 m y juntas de dilatación cada 20 m.

NOTACION

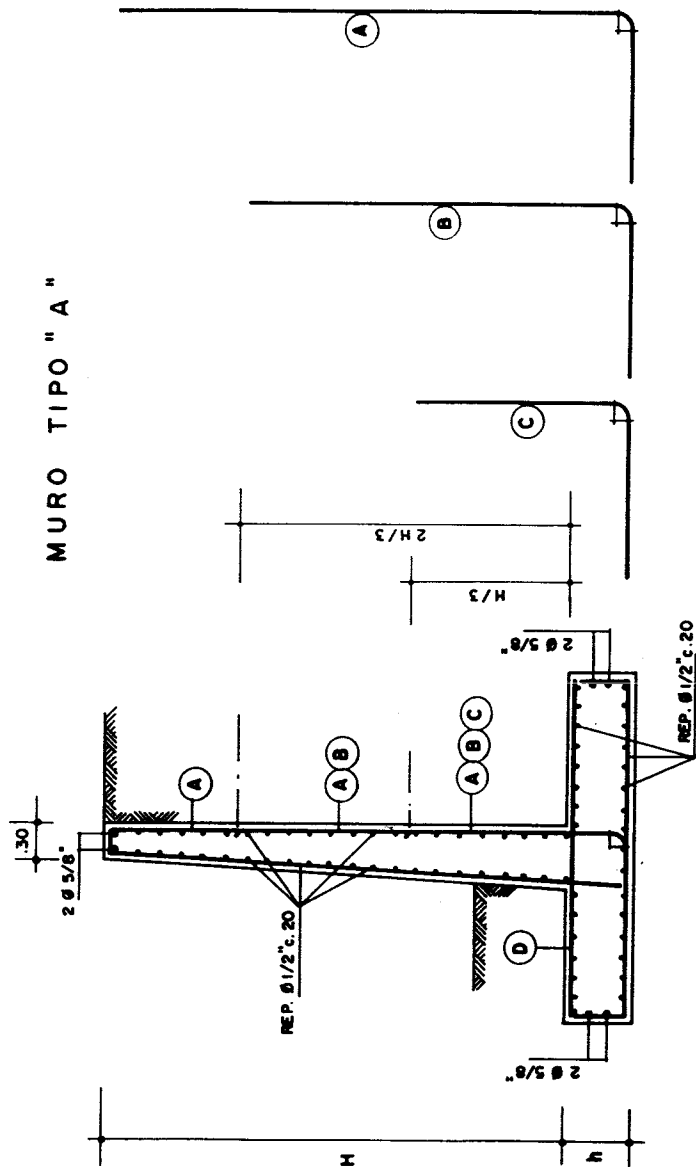
a = talón del muro;
B = largo de la base;
b = puntera del muro;
H = altura del muro;
h = espesor del parámetro vertical;
 $\sigma_{m\acute{a}x}$ = presión máxima en el terreno.

BIBLIOGRAFIA

Elwyn E. Scelye
"Design"
Ed John Wiley and Sons, inc.
Londres, 1945



MURO TIPO "A"



VER NOTAS EN HOJA DE DETALLES -

TABLA DE DIMENSIONES Y REFUERZOS (MURO TIPO "A")

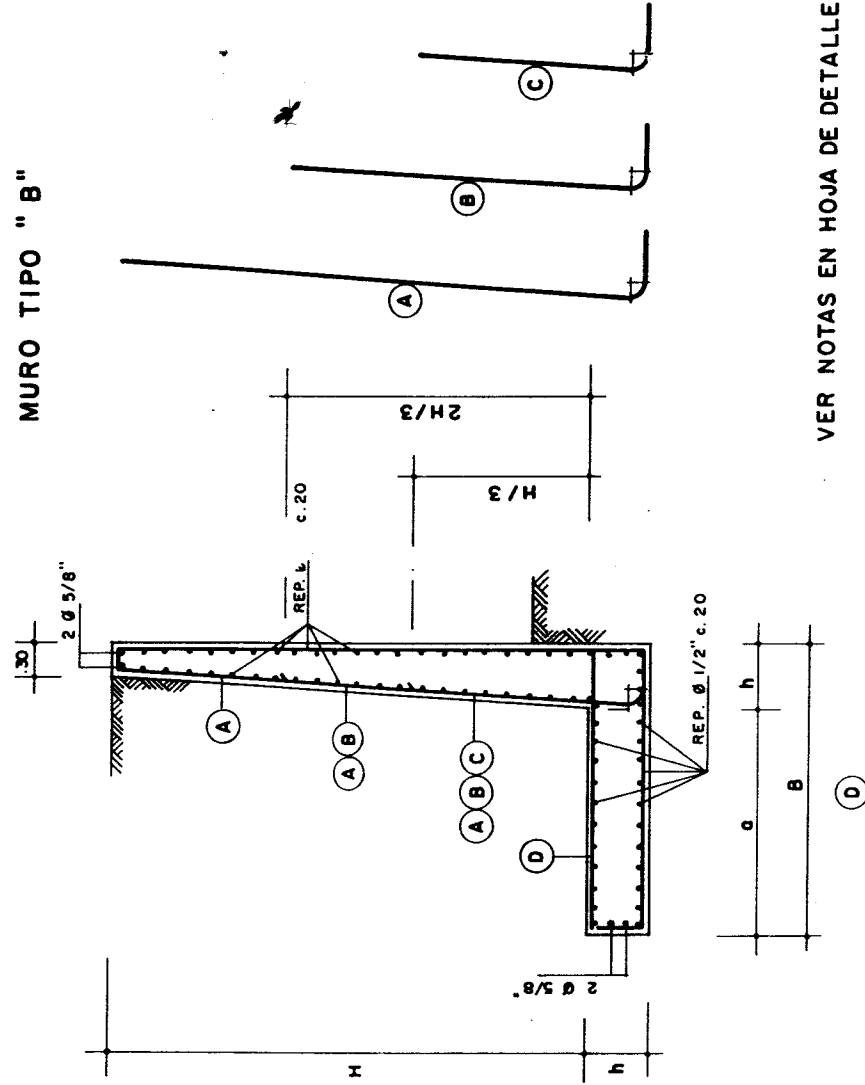
TIPO	D I M E N S I O N E S				$\bar{\sigma}$ max. (K/cm ²)	R E F U E R Z O S			
	H	a	b	h		(A)	(B)	(C)	(D)
A1	10.00	2.00	3.00	1.00	6.00	2.40	Ø 1" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 7/8" c. 20
A2	9.50	1.90	2.85	0.95	5.70	2.30	Ø 1" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 7/8" c. 20
A3	9.00	1.80	2.70	0.90	5.40	2.20	Ø 7/8" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 3/4" c. 20
A4	8.50	1.70	2.55	0.85	5.10	2.10	Ø 7/8" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 3/4" c. 20
A5	8.00	1.60	2.40	0.80	4.80	2.00	Ø 7/8" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 7/8" c. 30
A6	7.50	1.50	2.25	0.75	4.50	1.90	Ø 3/4" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30
A7	7.00	1.40	2.10	0.70	4.20	1.80	Ø 3/4" c. 30	Ø 3/4" c. 30	Ø 3/4" c. 30
A8	6.50	1.30	1.95	0.65	3.90	1.70	Ø 5/8" c. 30	Ø 3/4" c. 30	Ø 3/4" c. 30
A9	6.00	1.20	1.80	0.60	3.60	1.60	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 30
A10	5.50	1.10	1.65	0.55	3.30	1.50	Ø 1/2" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 30
A11	5.00	1.00	1.50	0.50	3.00	1.40	Ø 1/2" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 1/2" c. 20
A12	4.50	0.90	1.35	0.45	2.70	1.30	Ø 1/2" c. 30	Ø 1/2" c. 30	Ø 1/2" c. 20
A13	4.00	0.80	1.20	0.40	2.40	1.10	Ø 1/2" c. 20	Ø 1/2" c. 20	Ø 1/2" c. 20
A14	3.50	0.70	1.05	0.35	2.10	1.00	Ø 1/2" c. 20	Ø 1/2" c. 20	Ø 1/2" c. 20
A15	3.00	0.60	0.90	0.30	1.80	0.90	Ø 1/2" c. 20	—	Ø 1/2" c. 20
A16	2.50	0.50	0.75	0.30	1.55	0.80	Ø 1/2" c. 20	—	Ø 1/2" c. 20
A17	2.00	0.40	0.60	0.30	1.30	0.70	Ø 1/2" c. 20	—	Ø 1/2" c. 20

TABLA Nº 9.51





MURO TIPO "B"



VER NOTAS EN HOJA DE DETALLES -



TABLA DE DIMENSIONES Y REFUERZOS (MURO TIPO "B")

TIPO	DIMENSIONES				\bar{V} max. (K/cm ²)	REFUERZOS			
	H	a	h	B		(A)	(B)	(C)	(D)
B 1	10.00	6.50	1.00	7.50	3.70	Ø 1" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 7/8" c. 10
B 2	9.50	6.20	0.95	7.15	3.70	Ø 7/8" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 7/8" c. 10
B 3	9.00	5.85	0.90	6.75	3.60	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 7/8" c. 10
B 4	8.50	5.55	0.85	6.40	3.40	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 3/4" c. 10
B 5	8.00	5.20	0.80	6.00	3.10	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 3/4" c. 10
B 6	7.50	4.90	0.75	5.65	3.00	Ø 3/4" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 5/8" c. 10
B 7	7.00	4.55	0.70	5.25	2.80	Ø 3/4" c. 30	Ø 3/4" c. 30	Ø 3/4" c. 30	Ø 5/8" c. 10
B 8	6.50	4.25	0.65	4.90	2.70	Ø 5/8" c. 30	Ø 3/4" c. 30	Ø 3/4" c. 30	Ø 5/8" c. 10
B 9	6.00	3.90	0.60	4.50	2.50	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 10
B 10	5.50	3.60	0.55	4.15	2.30	Ø 1/2" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 10
B 11	5.00	3.25	0.50	3.75	2.10	Ø 1/2" c. 30	Ø 1/2" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 10
B 12	4.50	2.95	0.45	3.40	1.90	Ø 1/2" c. 30	Ø 1/2" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 1/2" c. 10
B 13	4.00	2.60	0.40	3.00	1.60	Ø 1/2" c. 20	Ø 1/2" c. 20	—	Ø 1/2" c. 10
B 14	3.50	2.30	0.35	2.65	1.50	Ø 1/2" c. 20	Ø 1/2" c. 20	—	Ø 1/2" c. 20
B 15	3.00	2.00	0.30	2.30	1.40	Ø 1/2" c. 20	—	—	Ø 1/2" c. 20
B 16	2.50	1.65	0.30	1.95	1.22	Ø 1/2" c. 20	—	—	Ø 1/2" c. 20
B 17	2.00	1.30	0.30	1.60	1.06	Ø 1/2" c. 20	—	—	Ø 1/2" c. 20

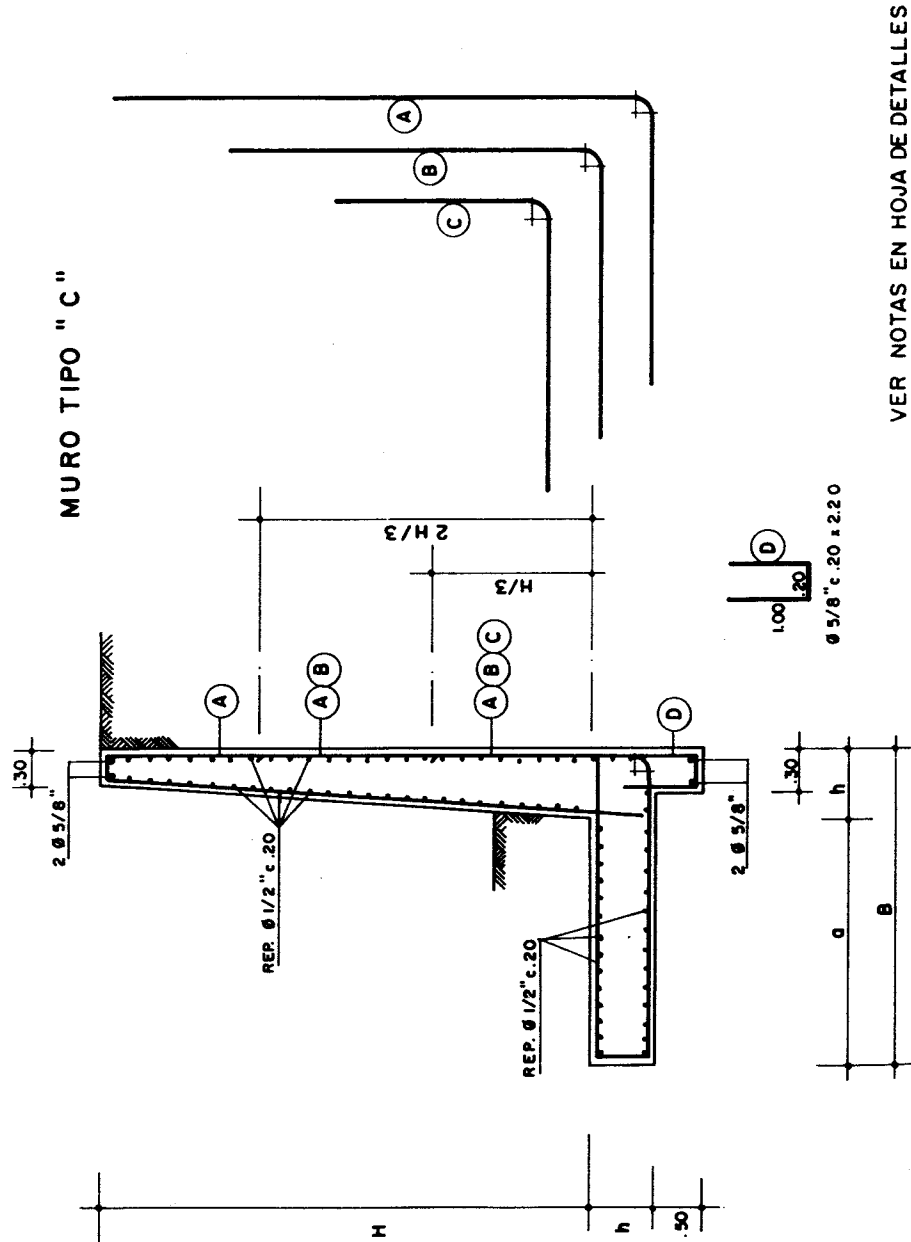


TABLA N° 9.53

TABLA DE DIMENSIONES Y REFUERZOS (MURO TIPO "C")

TIPO	DIMENSIONES				$\bar{\sigma}$ max. (K/cm ²)	REFUERZOS		
	H	a	h	B		(A)	(B)	(C)
C1	10.00	7.00	1.00	8.00	1.31	Ø 1" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 1" c. 30
C2	9.50	6.65	0.95	7.60	1.24	Ø 7/8" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 1" c. 30
C3	9.00	6.30	0.90	7.20	1.18	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 1" c. 30
C4	8.50	5.95	0.85	6.80	1.11	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 1" c. 30
C5	8.00	5.60	0.80	6.40	1.06	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30
C6	7.50	5.25	0.75	6.00	1.00	Ø 3/4" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30
C7	7.00	4.90	0.70	5.60	0.91	Ø 3/4" c. 30	Ø 3/4" c. 30	Ø 3/4" c. 30
C8	6.50	4.55	0.65	5.20	0.85	Ø 5/8" c. 30	Ø 3/4" c. 30	Ø 3/4" c. 30
C9	6.00	4.20	0.60	4.80	0.82	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 30
C10	5.50	3.85	0.55	4.40	0.71	Ø 1/2" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 30
C11	5.00	3.50	0.50	4.00	0.65	Ø 1/2" c. 30	Ø 1/2" c. 30	Ø 5/8" c. 30
C12	4.50	3.15	0.45	3.60	0.58	Ø 1/2" c. 30	Ø 1/2" c. 30	Ø 5/8" c. 30
C13	4.00	2.80	0.40	3.20	0.51	Ø 1/2" c. 20	Ø 1/2" c. 20	—
C14	3.50	2.45	0.35	2.80	0.45	Ø 1/2" c. 20	Ø 1/2" c. 20	—
C15	3.00	2.10	0.30	2.40	0.39	Ø 1/2" c. 20	—	—
C16	2.50	1.75	0.25	2.00	0.35	Ø 1/2" c. 20	—	—
C17	2.00	1.40	0.20	1.60	0.26	Ø 1/2" c. 20	—	—

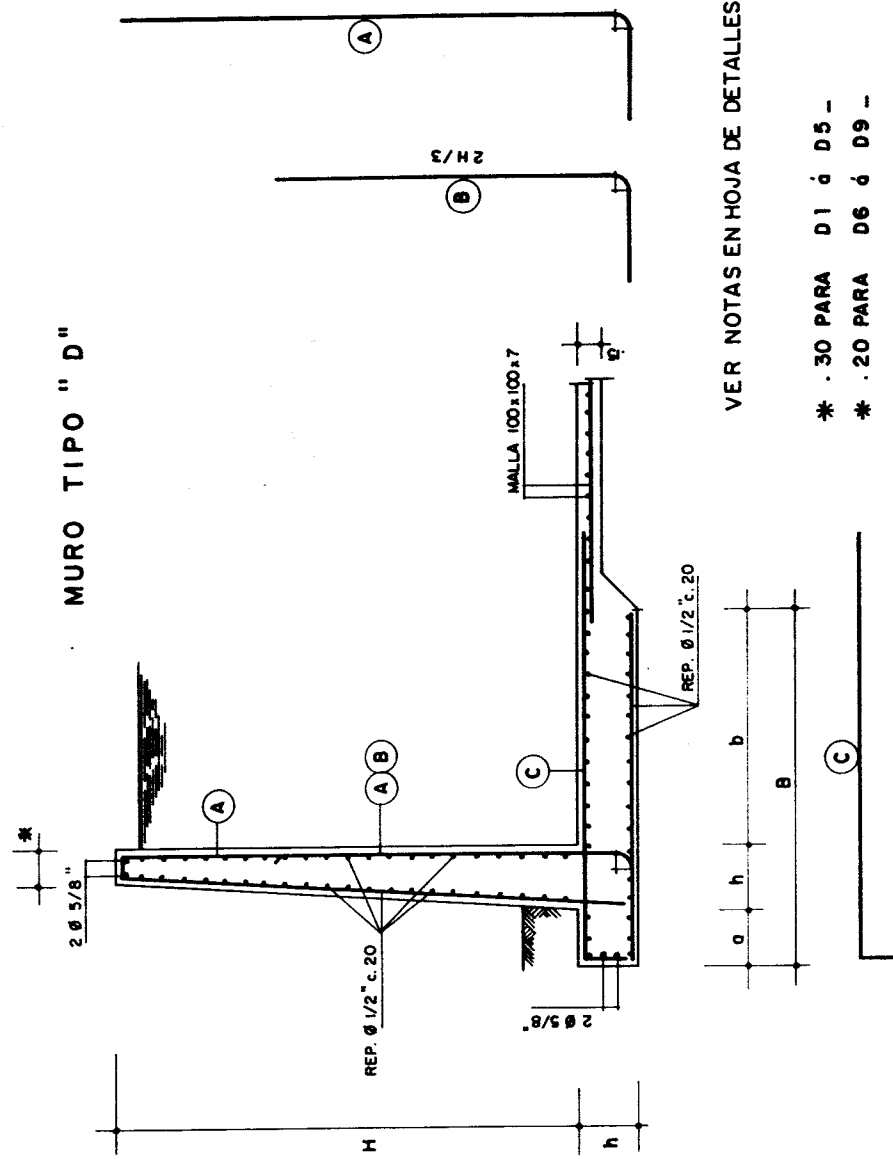


TABLA N° 9.54

TABLA DE DIMENSIONES Y REFUERZOS (MURO TIPO "D")

TIPO	D I M E N S I O N E S					\bar{V} max. (K/cm ²)	R E F U E R Z O S		
	H	a	b	h	B		(A)	(B)	(C)
D 1	5.00	0.50	3.50	0.50	4.50	0.36	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 5/8" c. 15
D 2	4.50	0.45	3.15	0.45	4.05	0.35	Ø 3/4" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 5/8" c. 15
D 3	4.00	0.40	2.80	0.40	3.60	0.31	Ø 3/4" c. 30	Ø 3/4" c. 30	Ø 1/2" c. 15
D 4	3.50	0.35	2.45	0.35	3.15	0.26	Ø 5/8" c. 30	Ø 3/4" c. 30	Ø 1/2" c. 15
D 5	3.00	0.30	2.10	0.30	2.70	0.25	Ø 1/2" c. 20	Ø 1/2" c. 20	Ø 1/2" c. 20
D 6	2.50	0.25	1.75	0.25	2.25	0.22	Ø 1/2" c. 15	—	Ø 1/2" c. 20
D 7	2.00	0.20	1.40	0.20	1.80	0.19	Ø 1/2" c. 20	—	Ø 1/2" c. 20
D 8	1.50	0.15	1.05	0.20	1.40	0.12	Ø 1/2" c. 20	—	Ø 1/2" c. 20
D 9	1.00	0.10	0.70	0.20	1.00	0.30	Ø 1/2" c. 20	—	Ø 1/2" c. 20



MURO : $h = 2.00$ m.

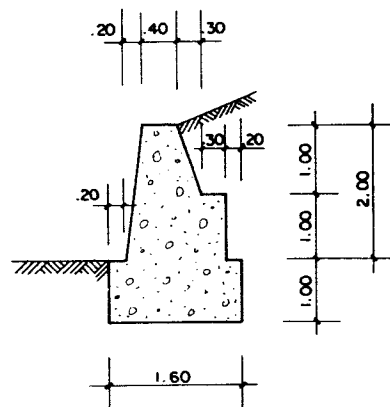


Figura 9.1

MURO : $h = 1.50$ m.

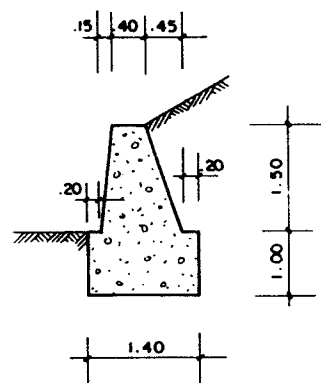


Figura 9.2

MURO : $h = 4.00$ m.

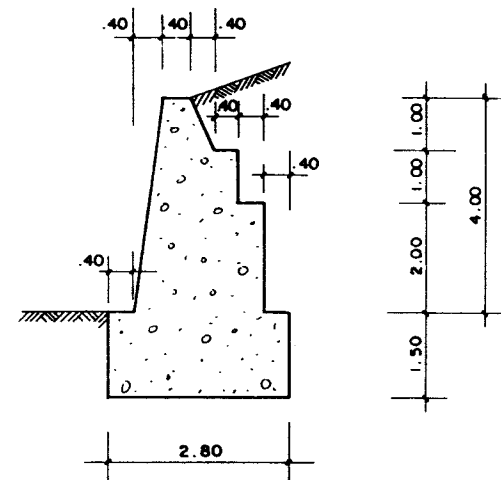


Figura 9.4

MURO : $h = 1.00$ m.

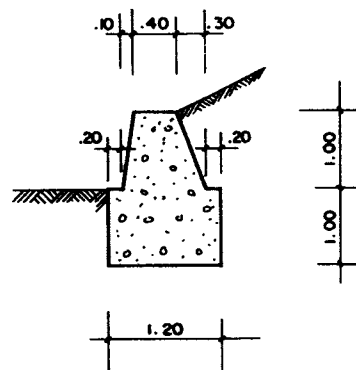


Figura 9.3

MURO : $h = 3.00$ m.

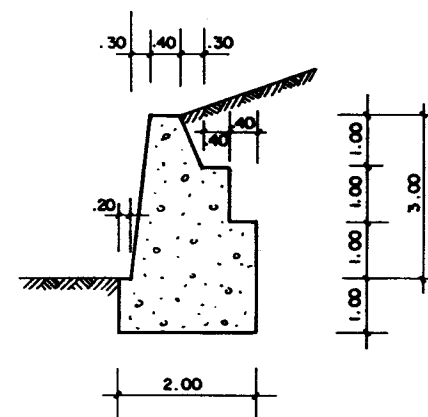


Figura 9.5





MURO : h = 6.00 m.

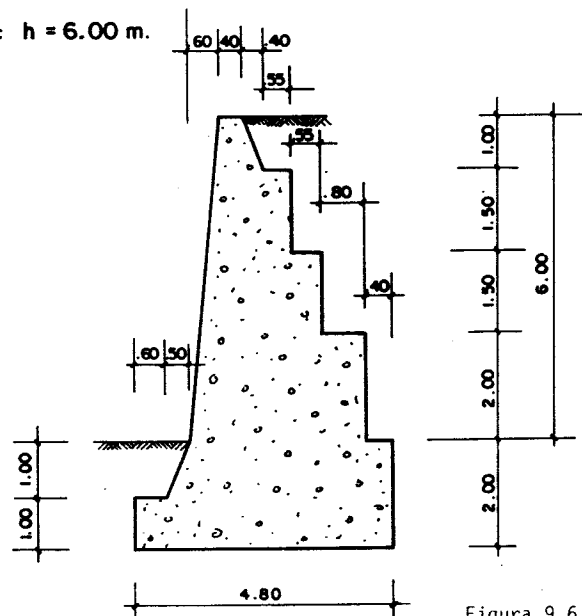


Figura 9.6

MURO : h = 5.00 m.

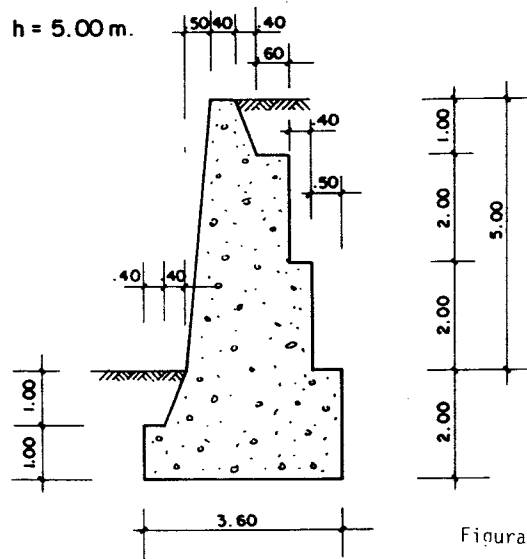
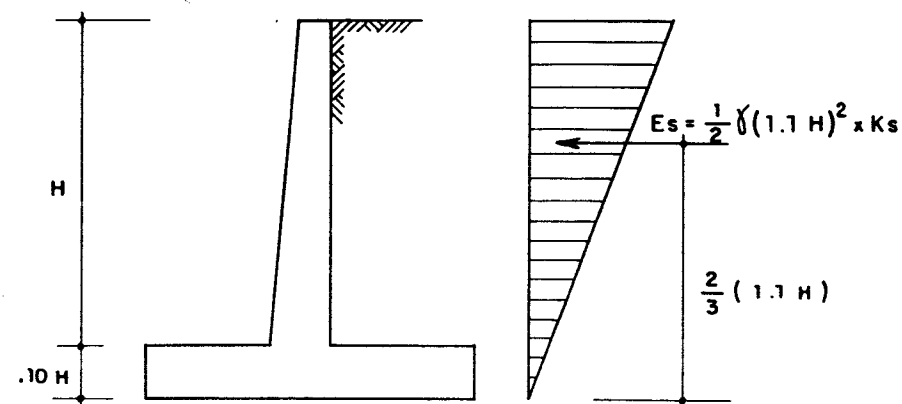


Figura 9.7



ACCION SISMICA SOBRE MUROS

METODO DE MONONOB E Y OKABE PARA HALLAR EL EMPUJE SISMICO



$$E_s = \frac{1}{2} \gamma (1.1 H)^2 K_s = 1149.50 H^2 K_s$$

$$K_s = \frac{\cos^2 (\varphi - \theta)}{\cos \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin (\varphi - \theta)}{\cos \theta}} \right]^2} \frac{\cos^2 \varphi}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin^2 \varphi}{\cos \varphi}} \right]^2}$$

 φ = ANGULO DE FRICCION INTERNA $\theta = \text{tg}^{-1} C$

C = COEFICIENTE SISMICO

 E_s = EMPUJE SISMICO



TABLA N° 9.55

$$\theta = 30^\circ$$

$$\gamma = 1.900 \text{ K/m}^3$$

C	0.09	0.12	0.13	0.17	0.18	0.24
Ks	0.072	0.093	0.1006	0.1313	0.1393	0.1916

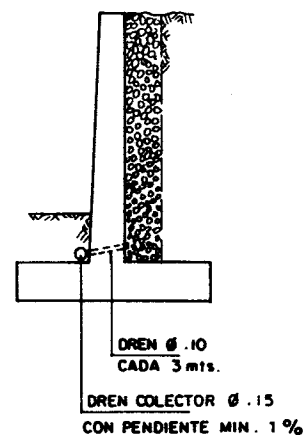
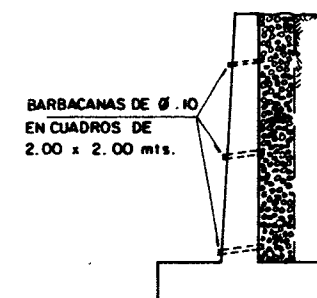
H(mts)	EMPUJE SISMICO E_s (Kgs)					
10.0	8390	10690	11840	15285	16435	22180
9.5	7570	9640	10680	13790	14830	20010
9.0	6796	8660	9590	12380	13310	17970
8.5	6062	7720	8550	11040	11870	16030
8.0	5370	6840	7580	9780	10520	14200
7.5	4720	6010	6660	8600	9250	12480
7.0	4111	5240	5800	7490	8050	10870
6.5	3545	4520	5000	6460	6940	9370
6.0	3020	3850	4260	5500	5915	7980
5.5	2538	3230	3580	4620	4970	6710
5.0	2097	2670	2960	3820	4110	5540
4.5	1700	2165	2400	3100	3330	4490
4.0	1340	1710	1890	2440	2620	3540
3.5	1030	1310	1450	1880	2020	2720
3.0	755	960	1065	1375	1480	2000

NOTAS:

- 1 - ESTOS VALORES DE E_s SE COMBINARAN CON LOS EMPUJES DE TIERRA PARA EL DISEÑO DE MUROS DE SOSTENIMIENTO ANTISISMICOS.
- 2 - LOS VALORES DE C SE FIJARAN SEGUN LA IMPORTANCIA DE LA OBRA Y LA SISMICIDAD DE LA REGION.

**1) DRENAJES**

LOS MUROS DE SOSTENIMIENTO DEBEN SER DRENADOS CONVENIENTEMENTE PARA EVITAR LA PRESION HIDRAULICA. SE RECOMIENDA ALGUNO DE LOS PROCEDIMIENTOS SIGUIENTES:

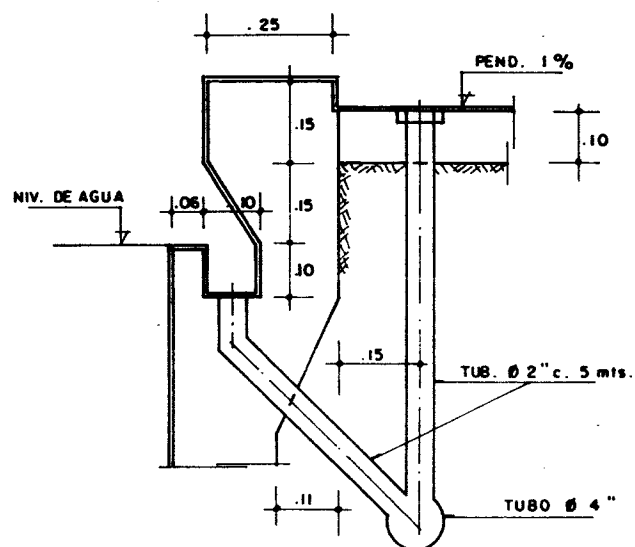
1a_ CON DREN COLECTOR**1b_ CON BARBACANAS****2) JUNTAS DE DILATACION**

SE DEBEN DISPONER JUNTAS DE DILATACION DE 1cm., RELLENAS CON MATERIAL ASFALTICO, CADA 18 mts.

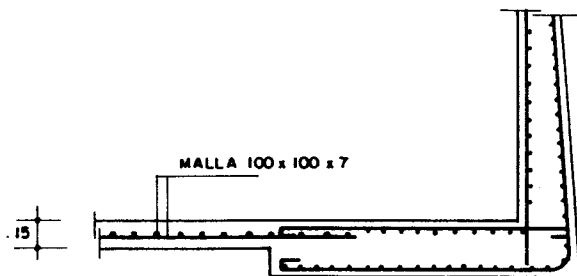
3) SE DEBERAN HACER JUNTAS DE CONSTRUCCION CADA 9 mts.



- 4) EN MUROS PARA PISCINAS SE RECOMIENDA DISPONER EN LA PARTE SUPERIOR UN REBOSADERO DE LAS CARACTERISTICAS INDICADAS A CONTINUACION :



- 5) PARA PISCINAS Y ESTANQUES SE PUEDE UTILIZAR DETALLE DE PISO COMO EL SIGUIENTE :



Muros Estructurales





ASPECTOS GENERALES

Los procedimientos de construcción industrializada (encofrados deslizantes, encofrados trepantes, encofrados tipo túnel, prefabricación, etc.) han producido un gran auge de las pantallas de concreto, un "retorno a la pared portante", por lo cual se considera de interés disponer de tablas que faciliten su cálculo. En zonas sísmicas las pantallas son, además usadas ventajosamente para reducir la desplazabilidad de los edificios altos, siendo muy generalizadas las soluciones de pantallas solas y las combinaciones de pórticos y pantallas.

Las fuerzas horizontales debidas a viento o sismo que sean coplanares con la pantalla son bien resistidas por ellas, así como las compresiones debidas a las cargas permanentes y a las cargas vivas. En cambio, las pantallas son débiles para fuerzas horizontales perpendiculares a su plano, por lo que se debe evitar que queden sometidas a fuerzas importantes de este tipo.

PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

- Existen diversos métodos para el diseño de pantallas, tales como los siguientes: Método del Apéndice A de las Normas ACI 318-77, Método de Cárdenas y Magura, Método de los diagramas de interacción, etc.. Este último ha sido usado en este trabajo.

TABLAS

Se anexa un grupo de tablas para el diseño de pantallas con largos comprendidos entre 2.0 y 8.0 m y espesores de 15, 20 y 25 cm, que son las más empleadas.

En las tablas se entra con los valores de M_u y P_u y se obtienen los porcentajes de refuerzo distribuido y refuerzo concentrado necesarios para resistir dichas solicitaciones.

Ya está incluido en las tablas un valor de $\phi = 0.70$ y la posibilidad de usar ϕ variable de 0.70 a 0.90 para valores de ϕP_n comprendidos entre $0.10 f'_c A_g$ y 0.

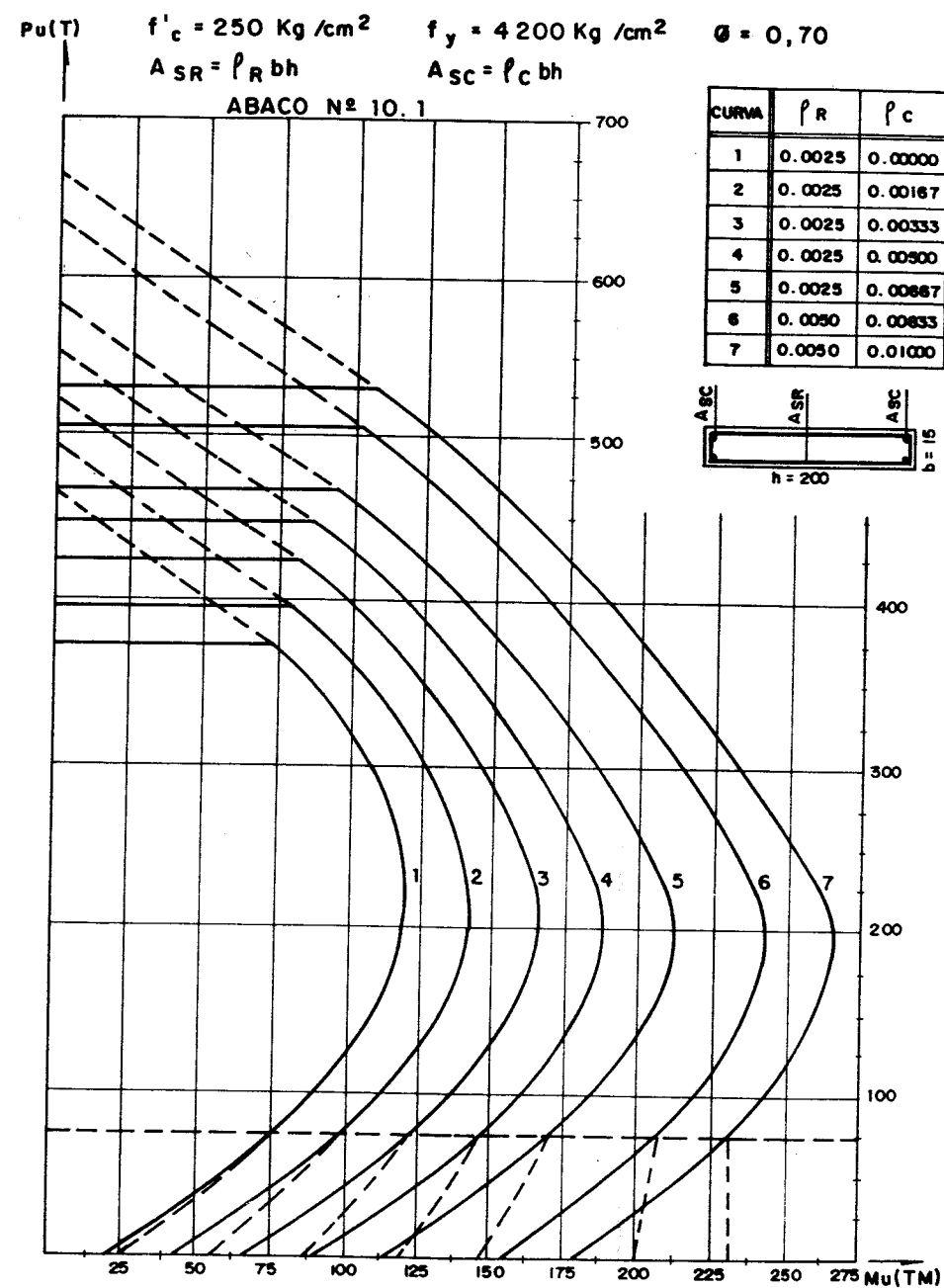


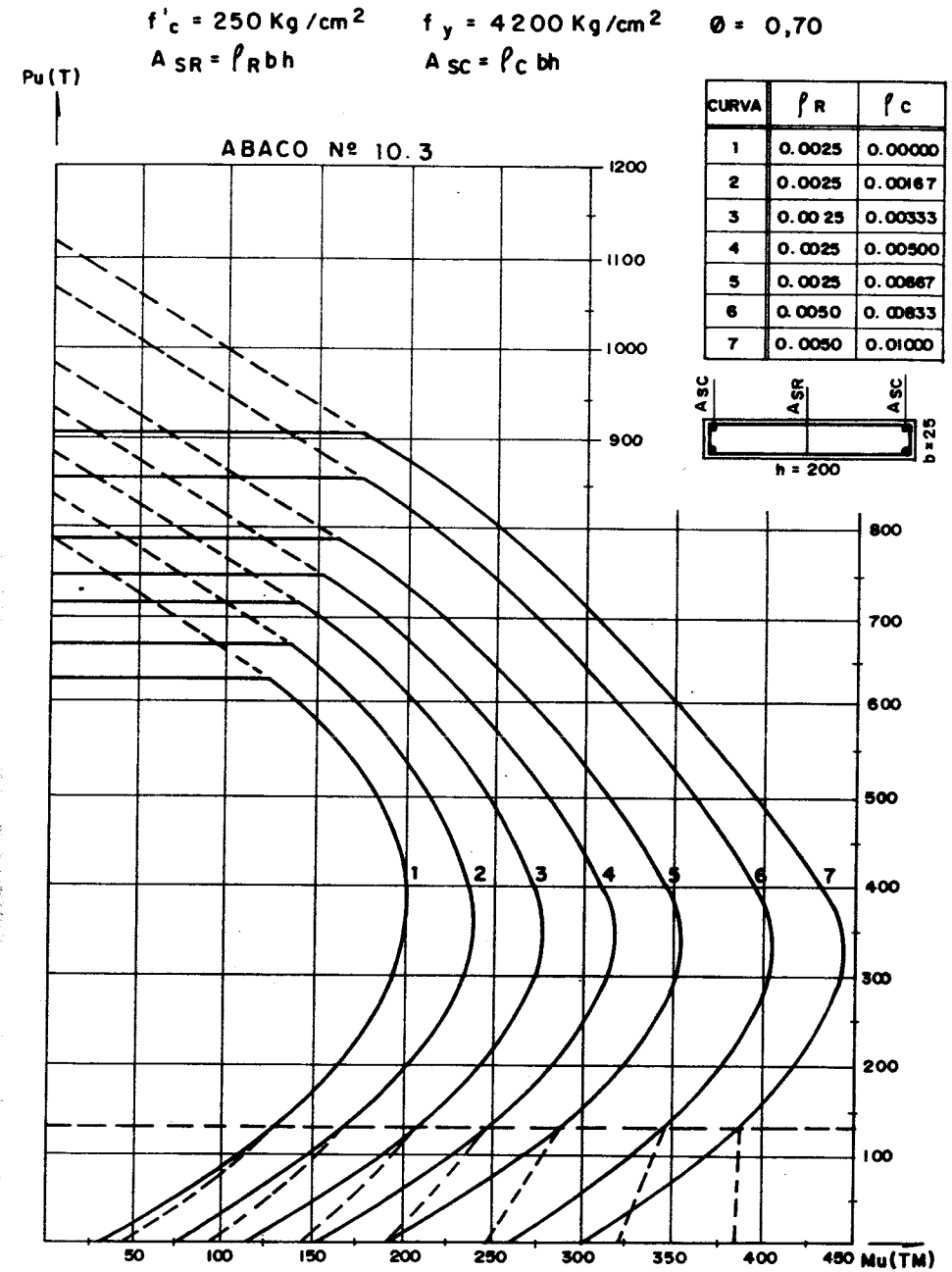
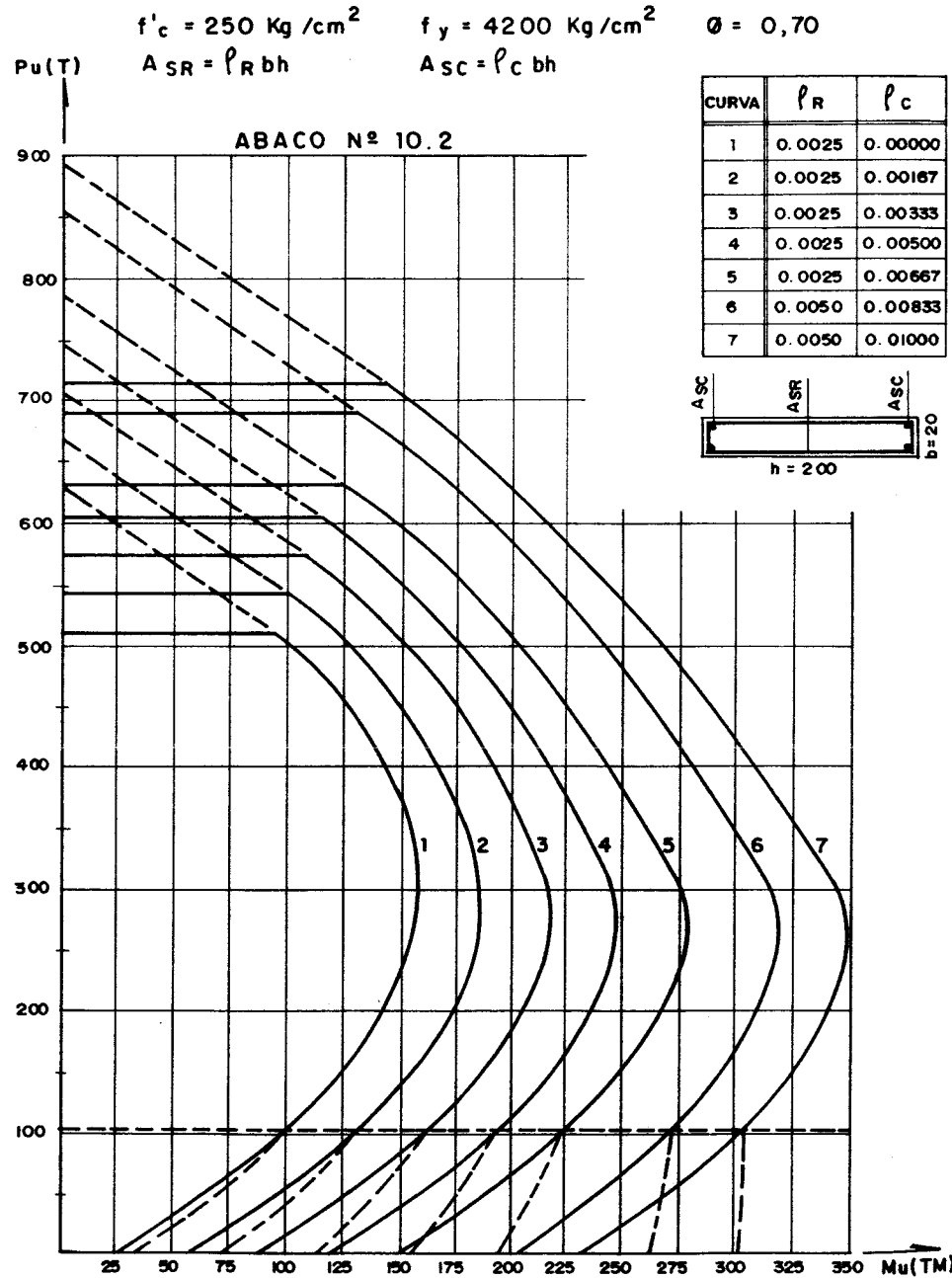
BIBLIOGRAFÍA

Arnal, Henrique y Paparoni, Mario

"Guía para el Proyecto Antisísmico de Edificios Prefabricados".

Ediciones BAKAP. Caracas, 1978.





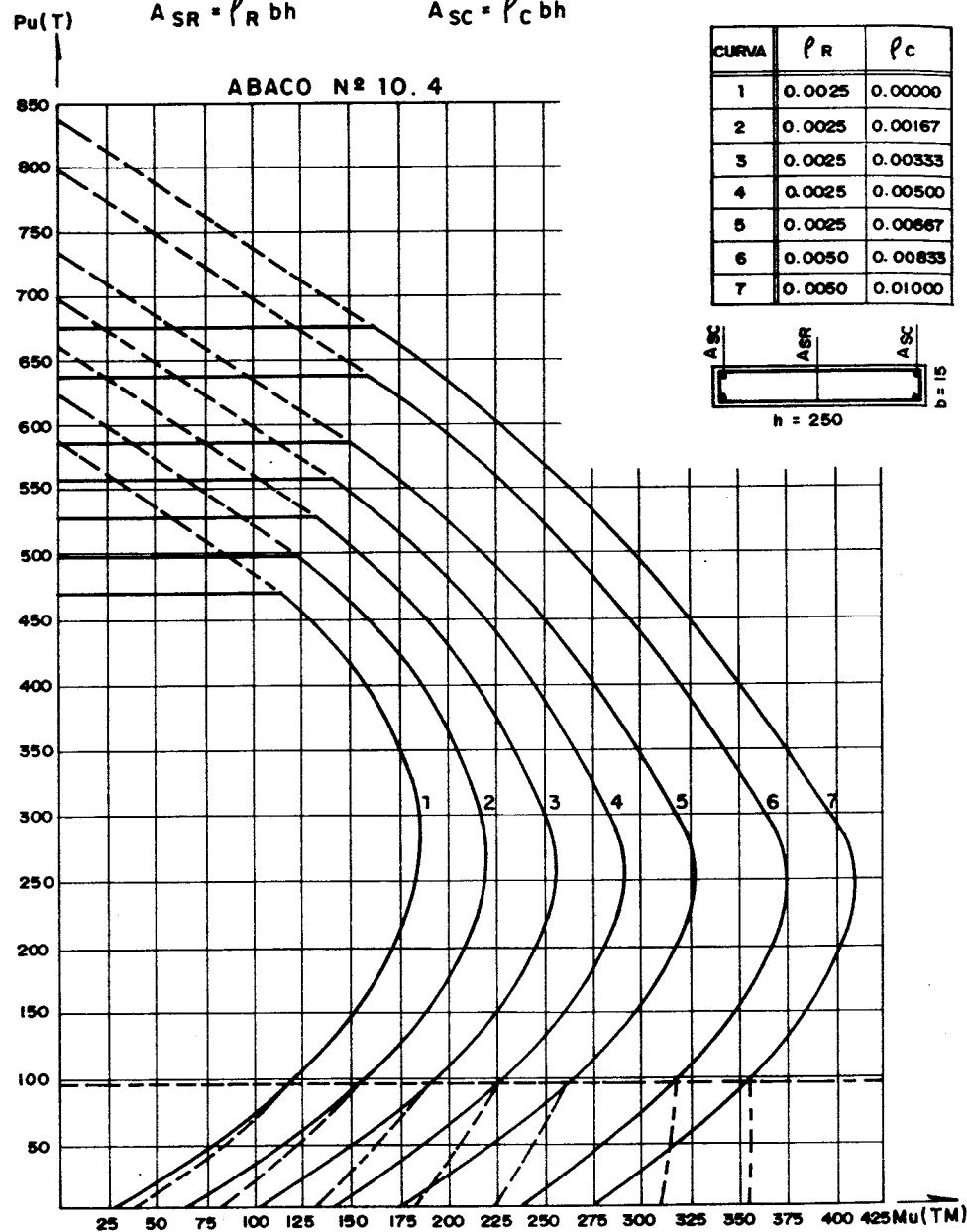
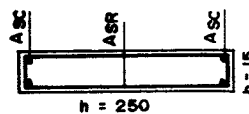


$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

$$A_{SR} = \rho_R bh$$

$$A_{SC} = \rho_C bh$$

CURVA	ρ_R	ρ_C
1	0.0025	0.00000
2	0.0025	0.00167
3	0.0025	0.00333
4	0.0025	0.00500
5	0.0025	0.00667
6	0.0050	0.00833
7	0.0050	0.01000

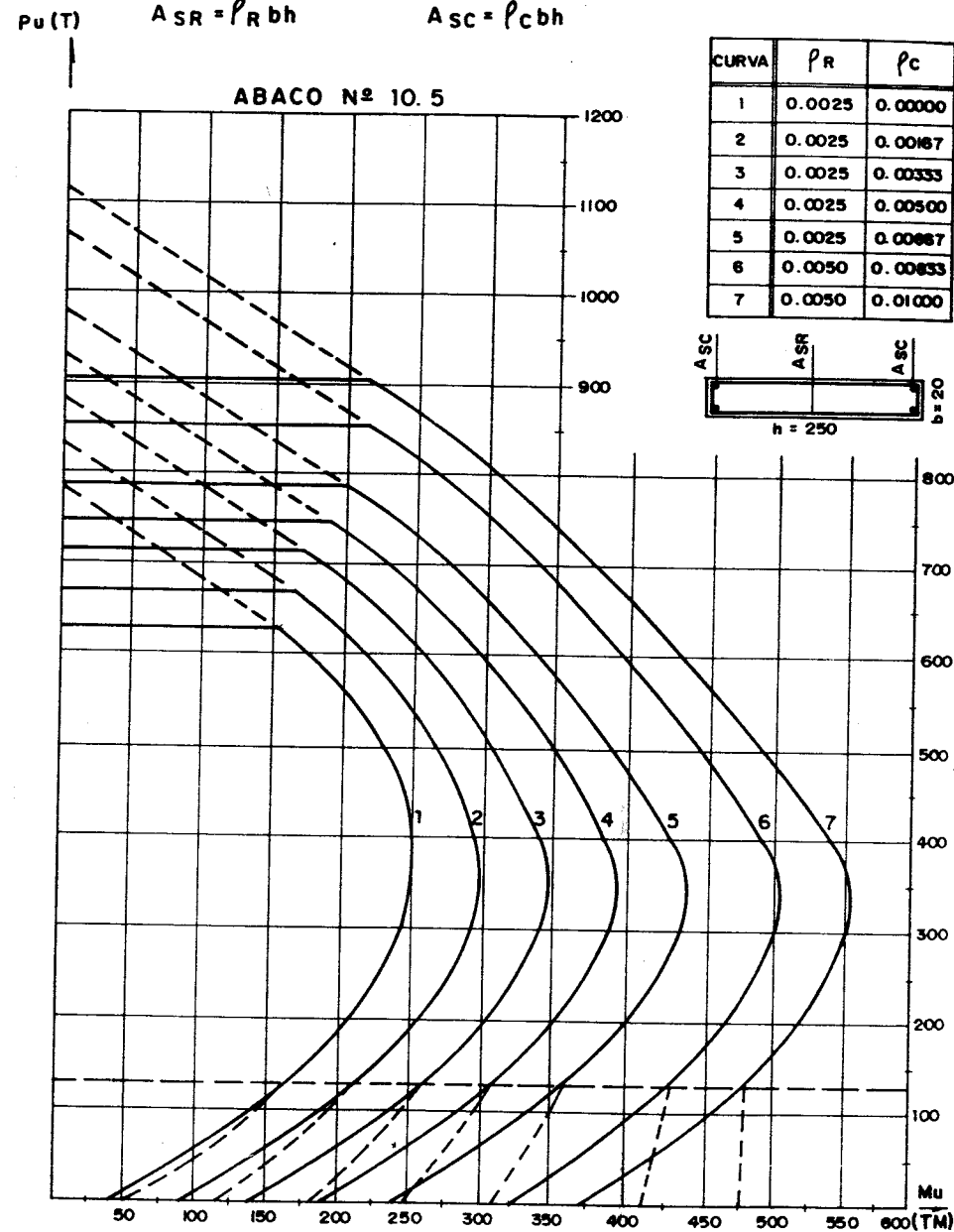
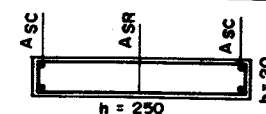


$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

$$A_{SR} = \rho_R bh$$

$$A_{SC} = \rho_C bh$$

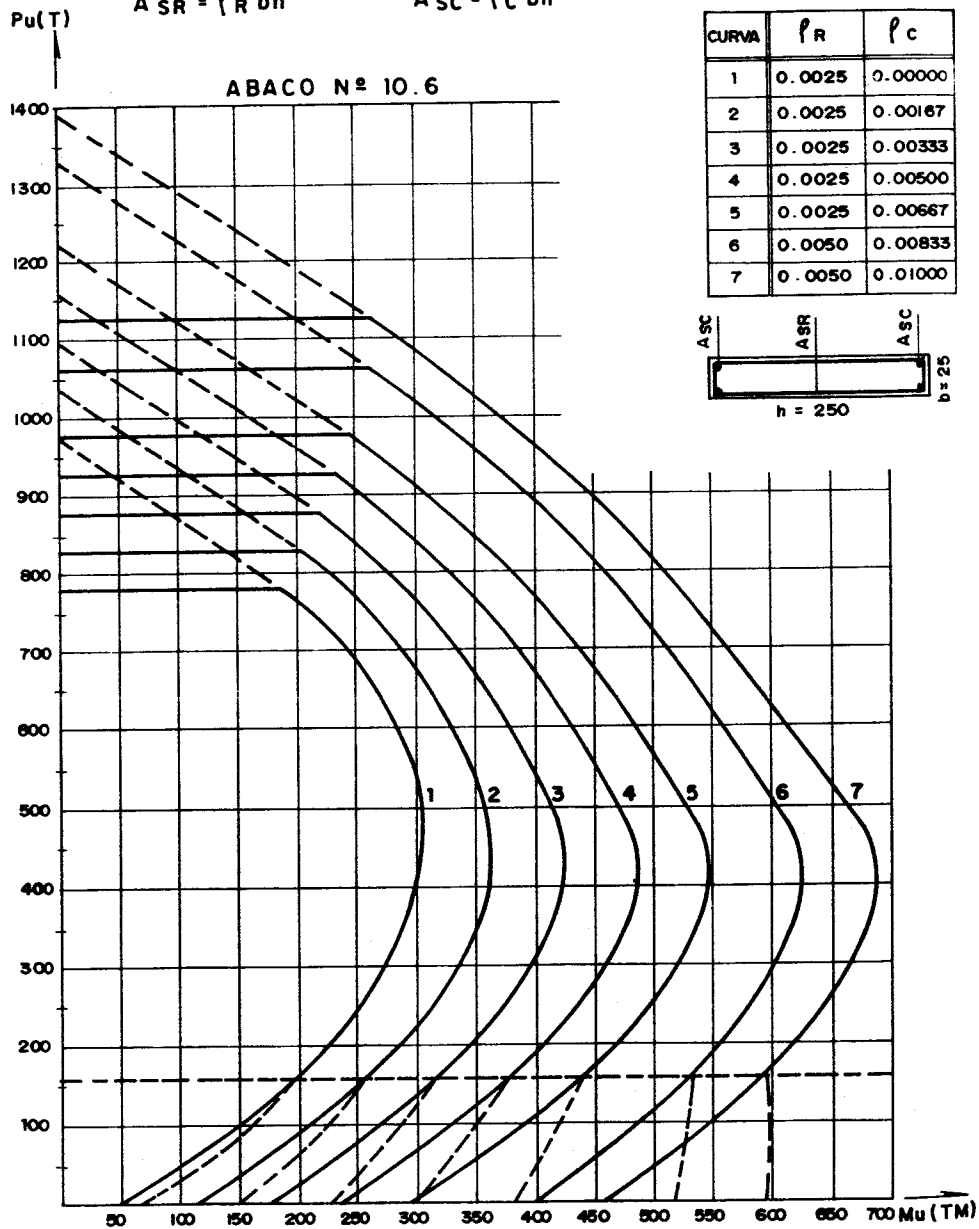
CURVA	ρ_R	ρ_C
1	0.0025	0.00000
2	0.0025	0.00167
3	0.0025	0.00333
4	0.0025	0.00500
5	0.0025	0.00667
6	0.0050	0.00833
7	0.0050	0.01000





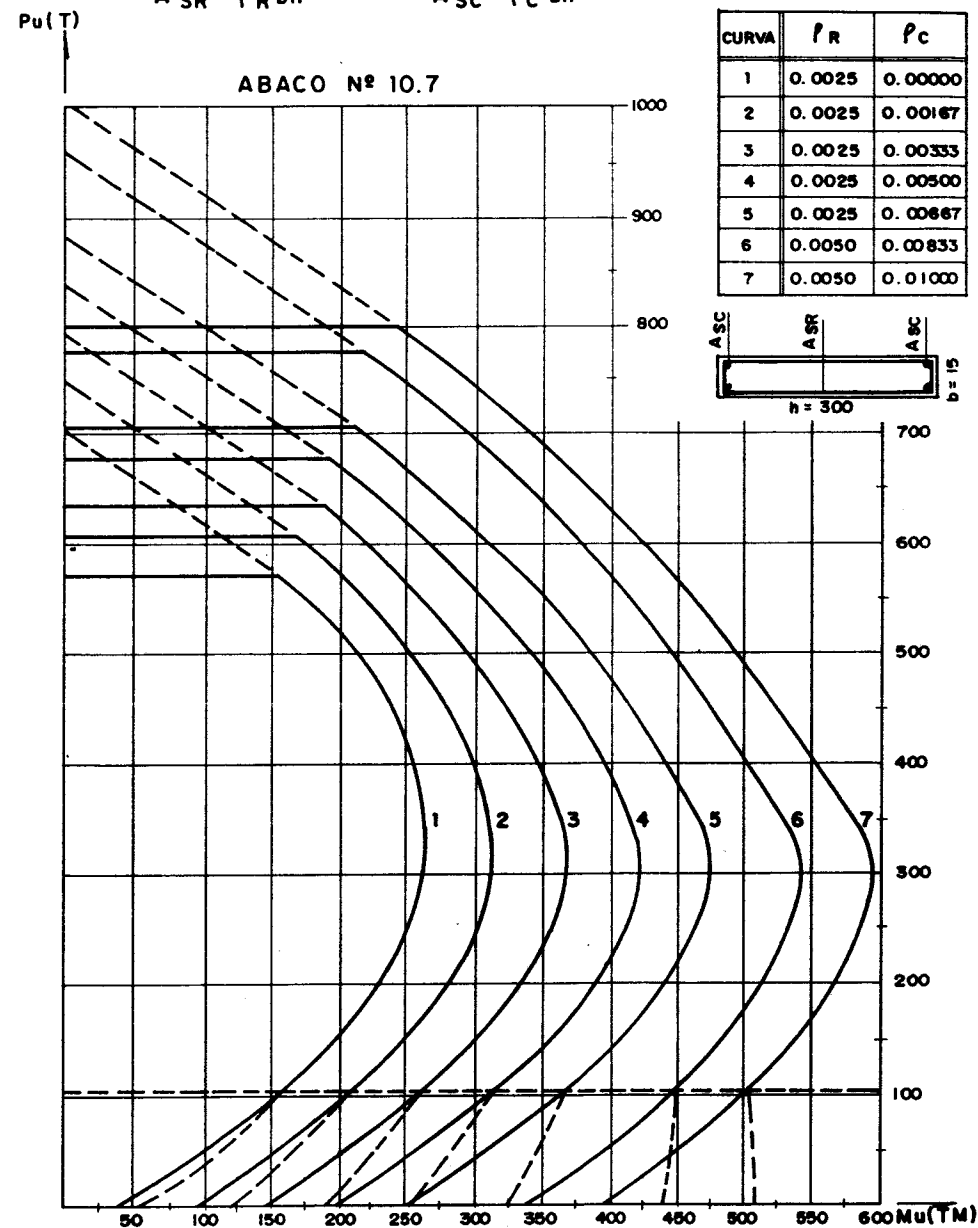
$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_C bh$$



$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

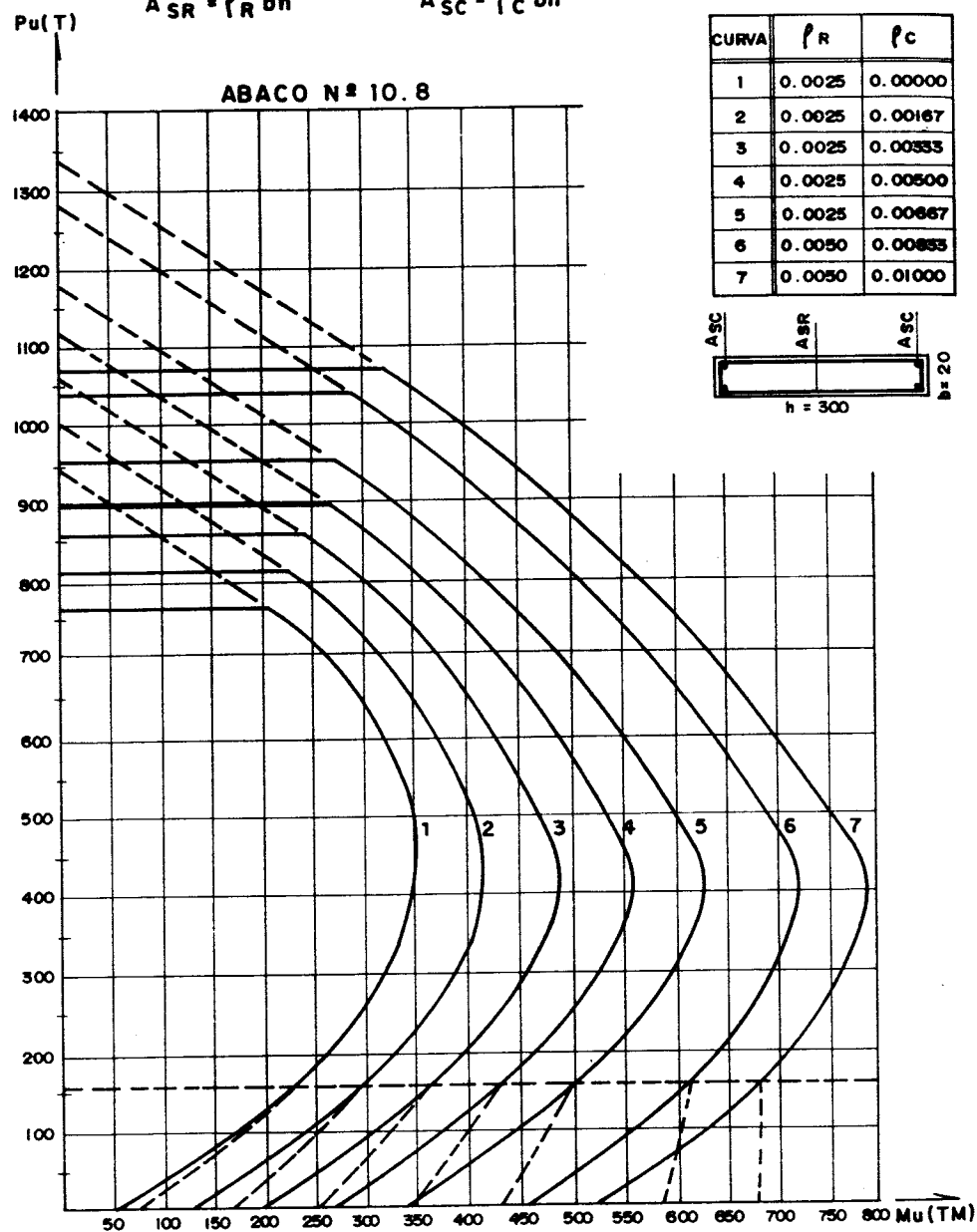
$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_C bh$$





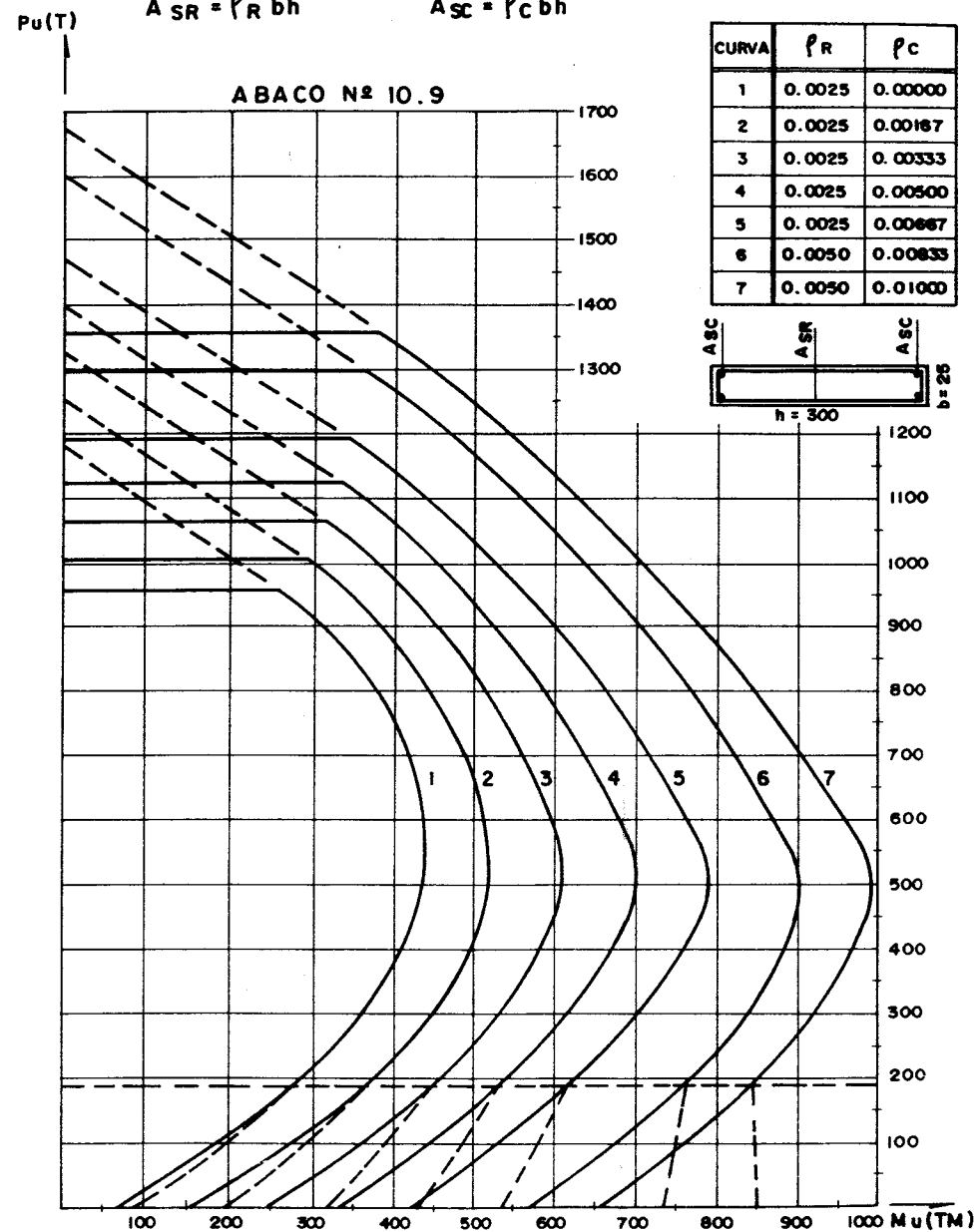
$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \theta = 0,70$$

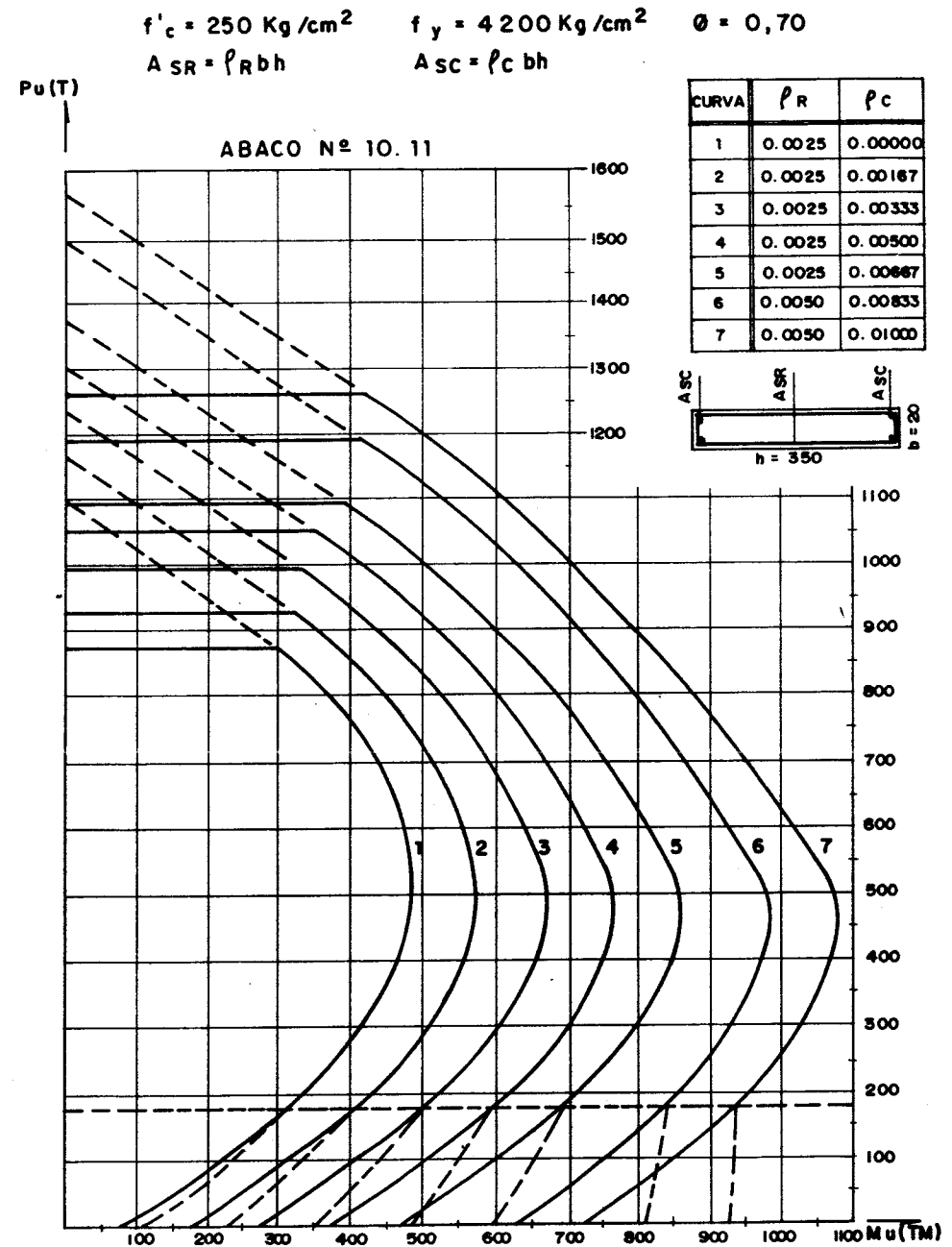
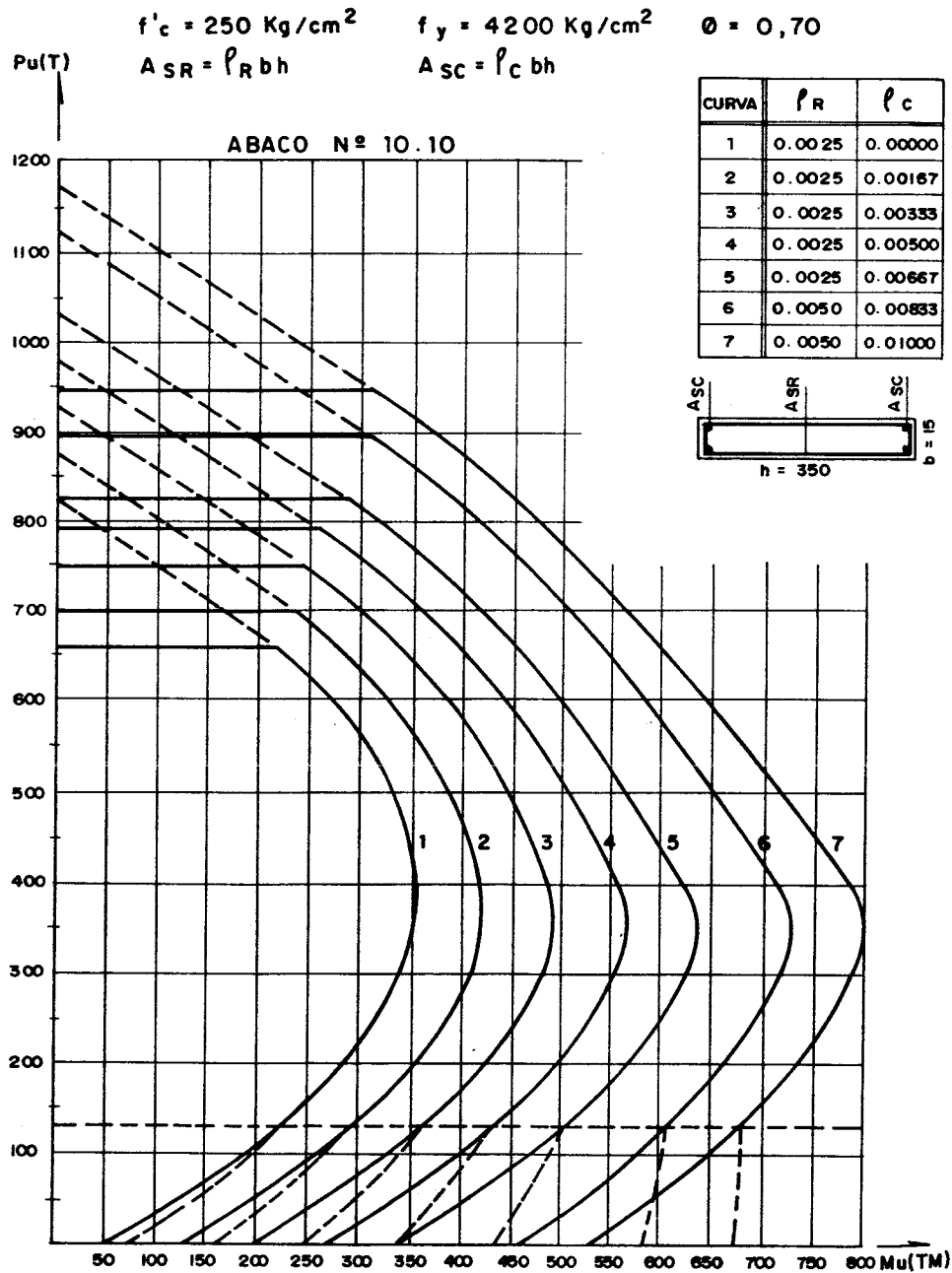
$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_C bh$$



$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \theta = 0,70$$

$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_C bh$$

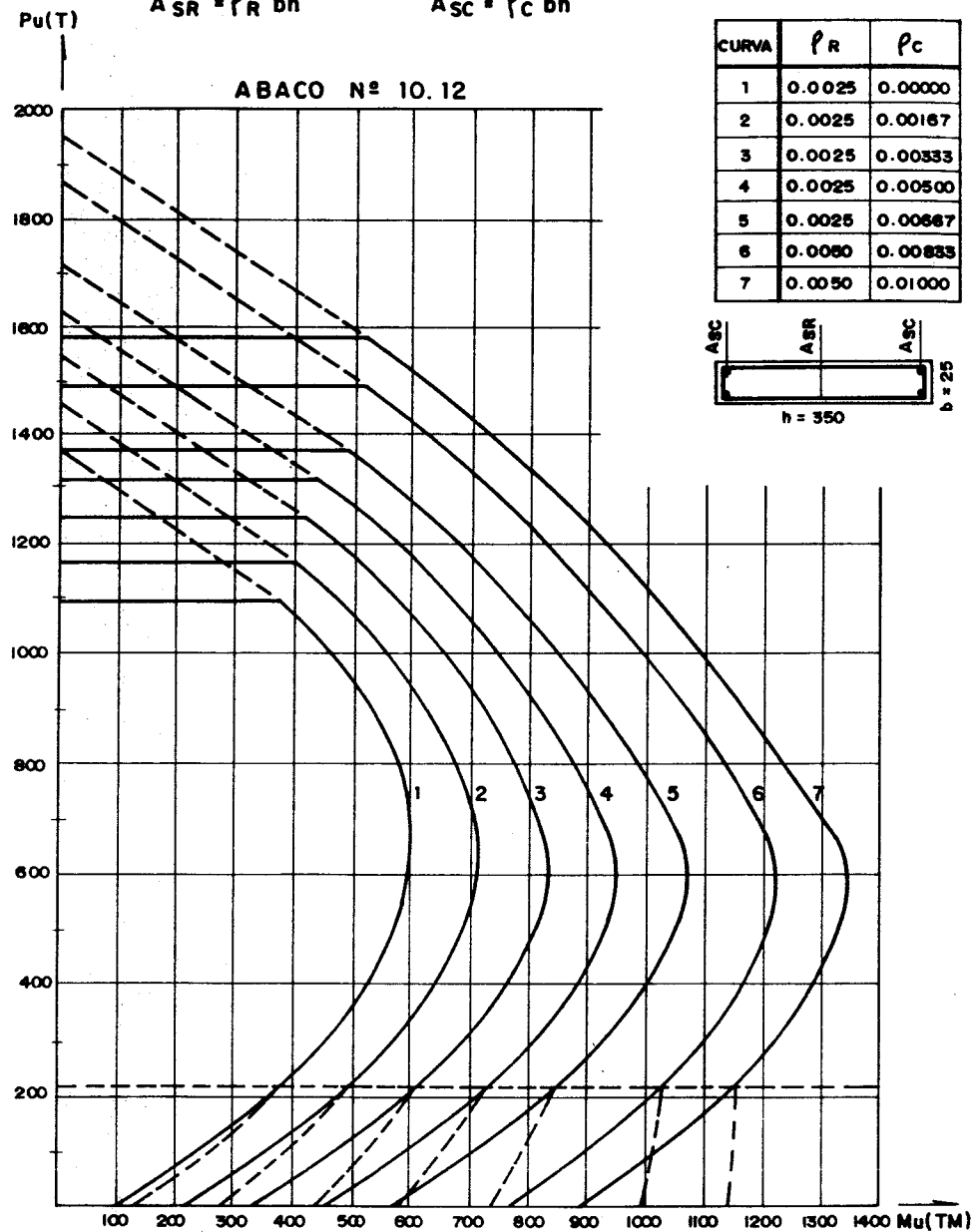






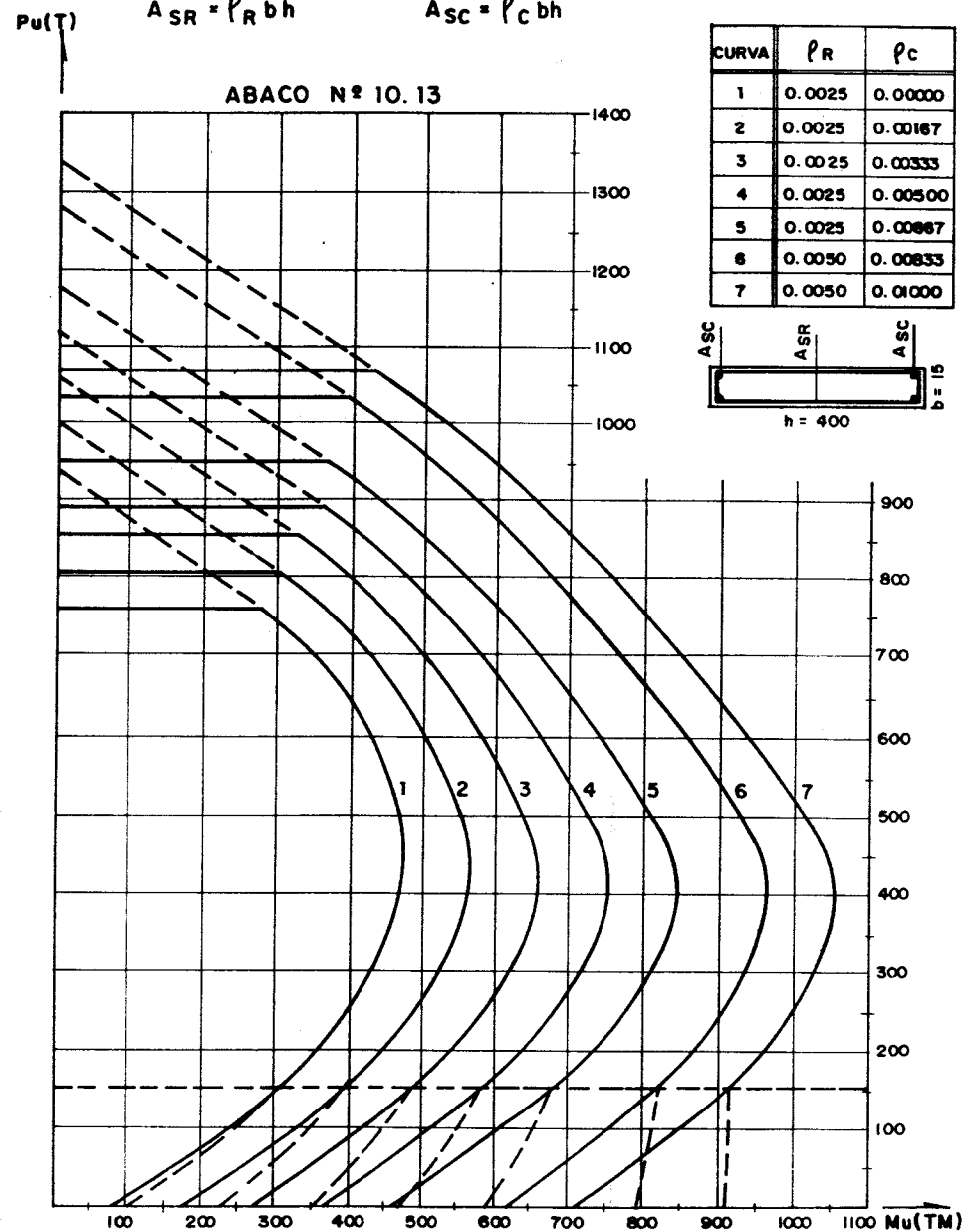
$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

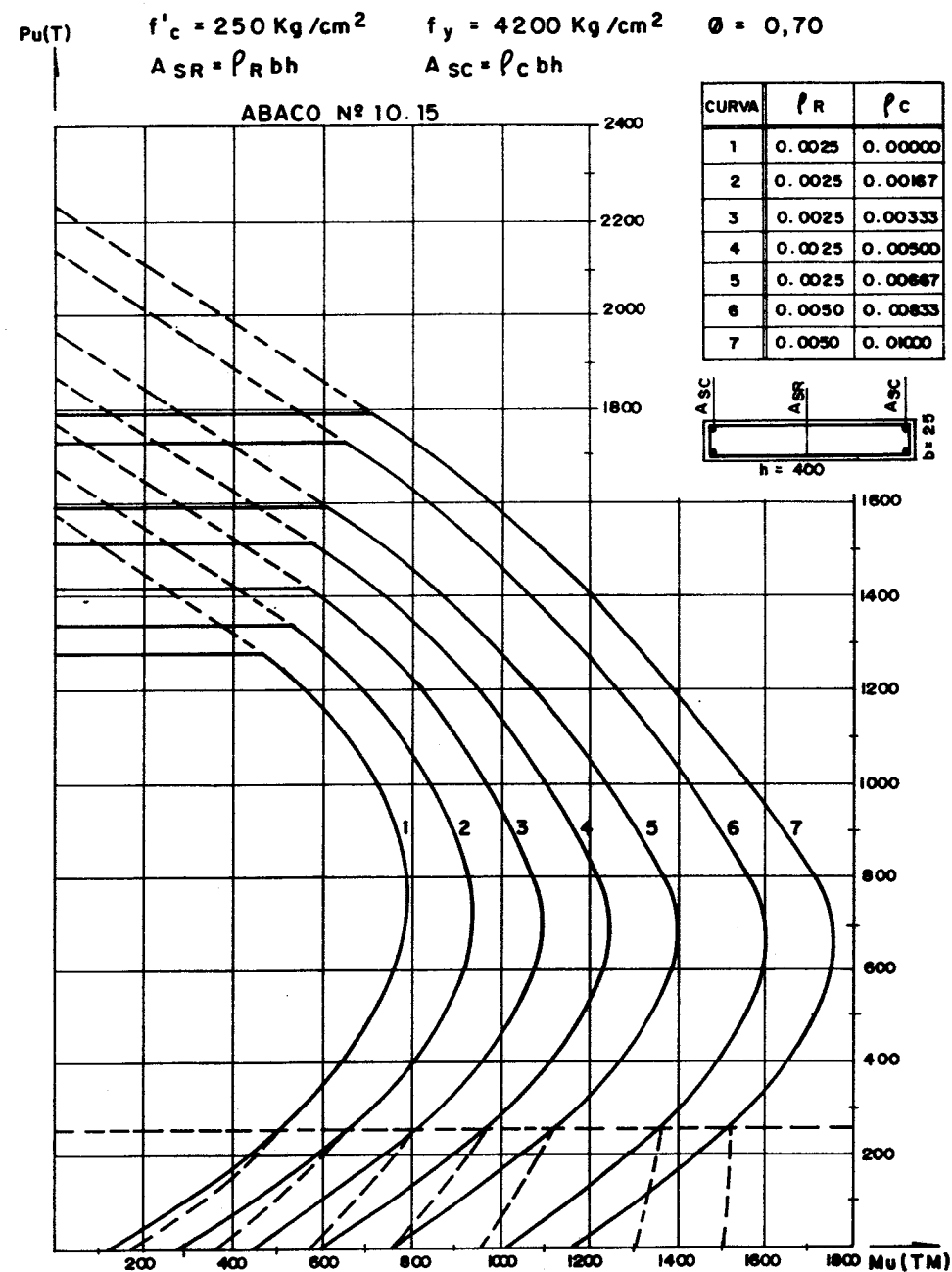
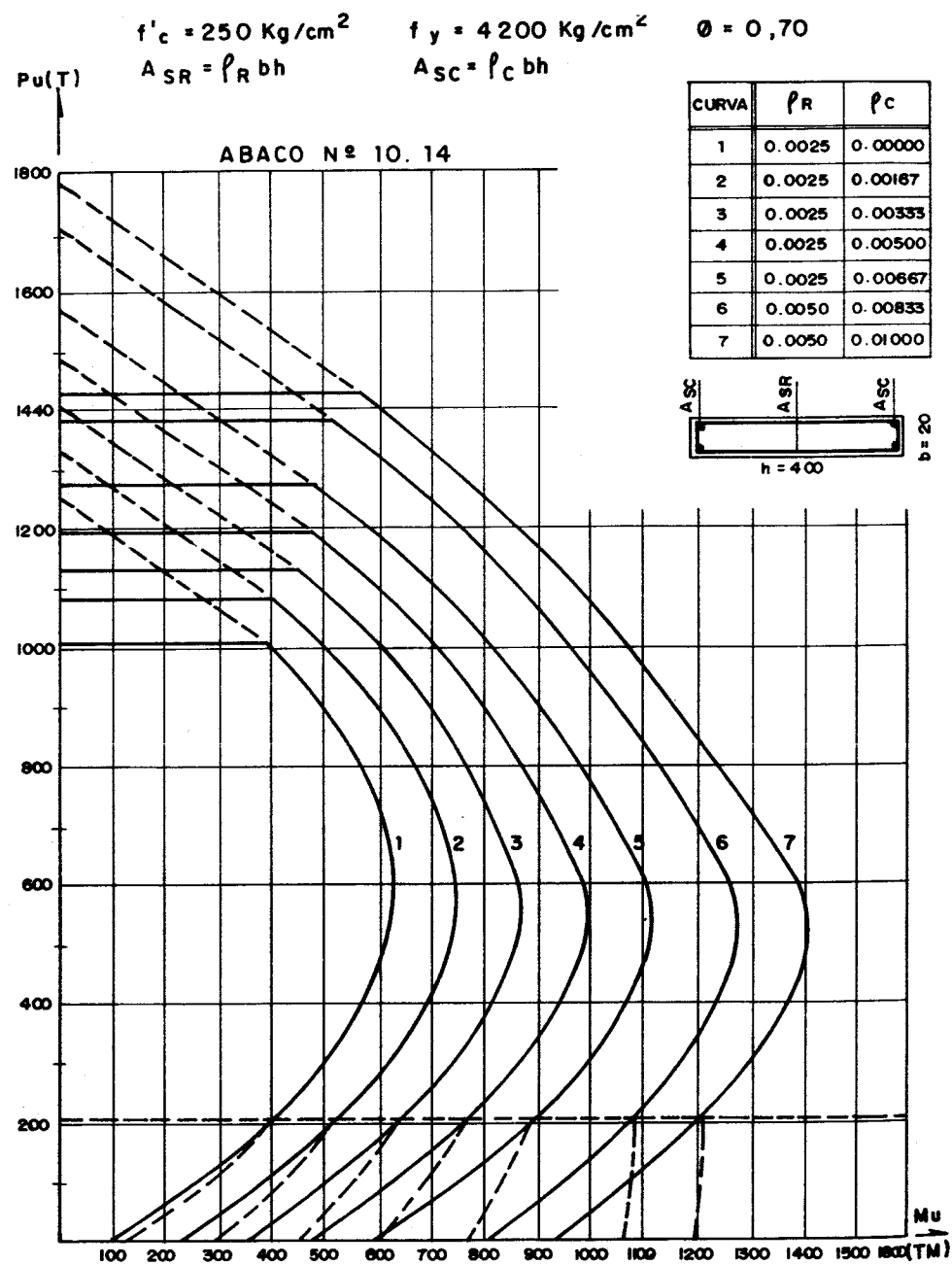
$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_C bh$$



$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_C bh$$

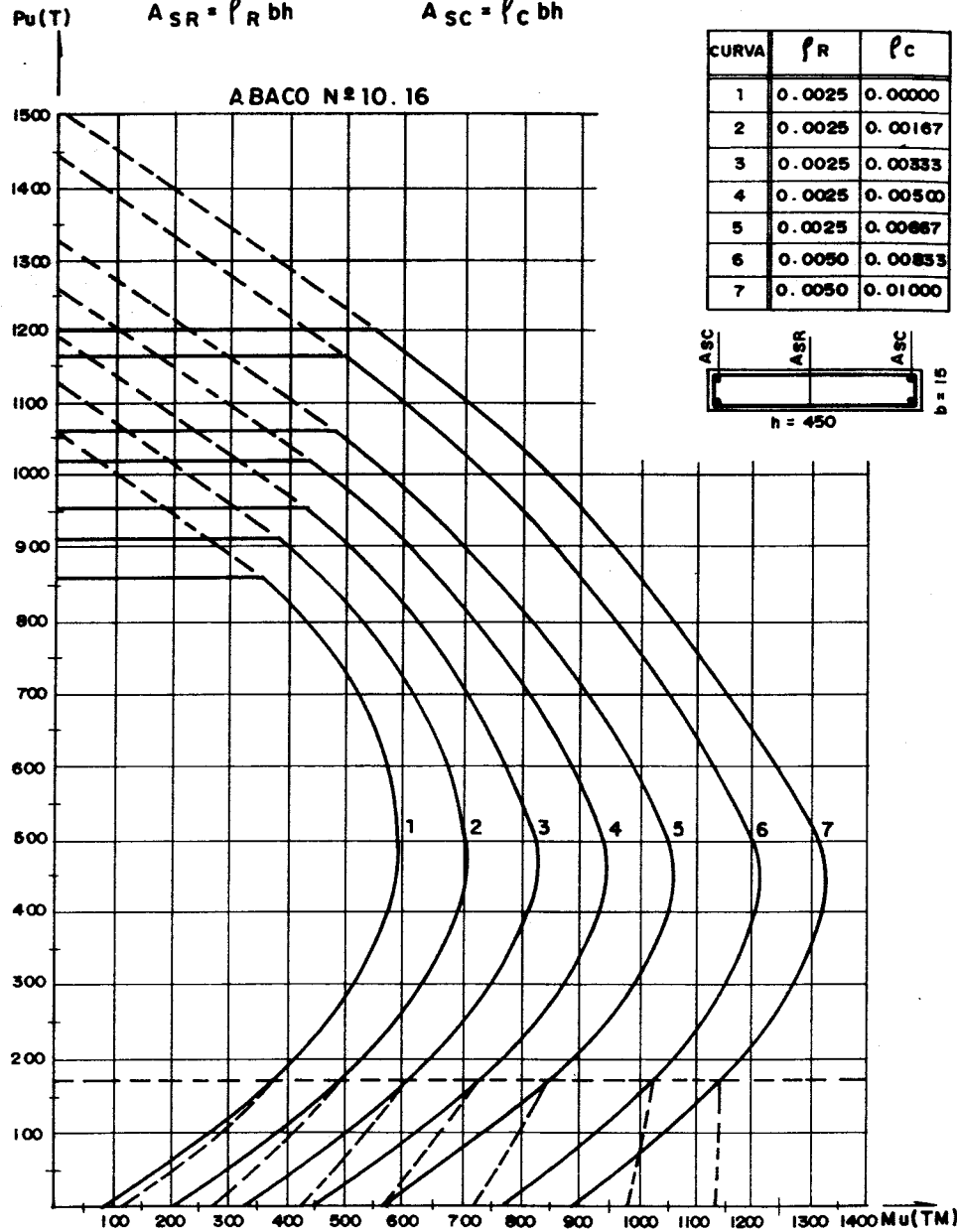






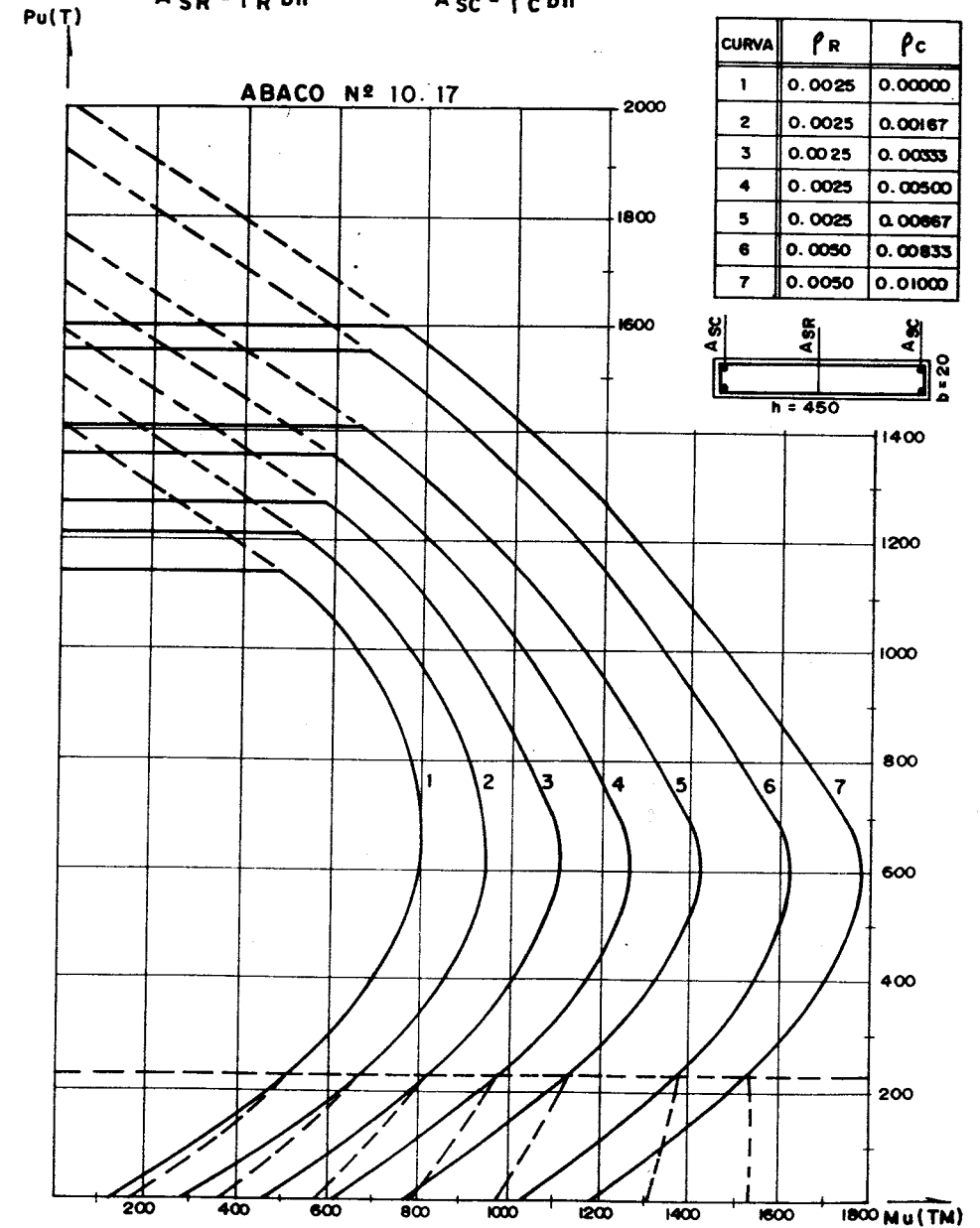
$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \theta = 0,70$$

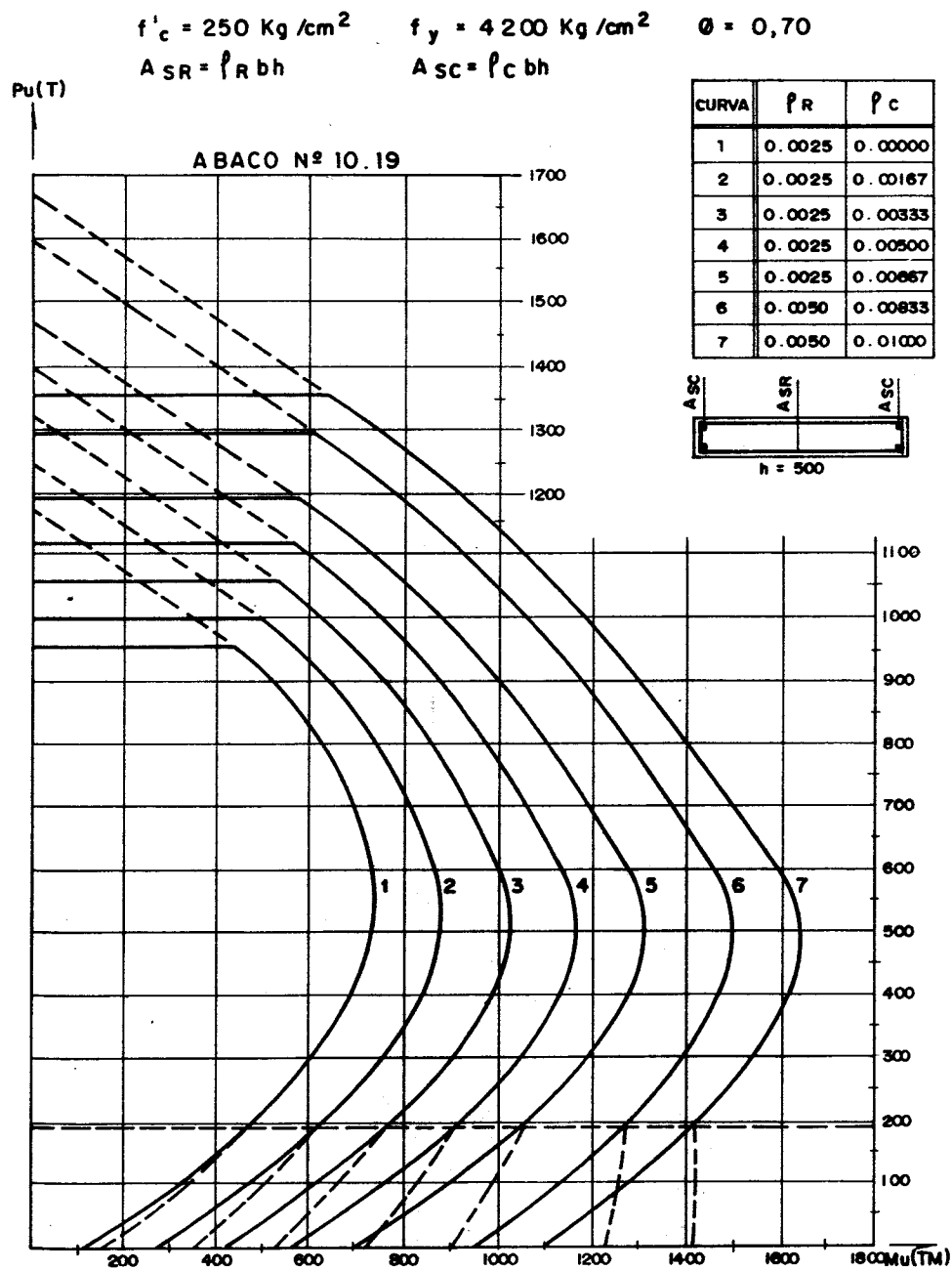
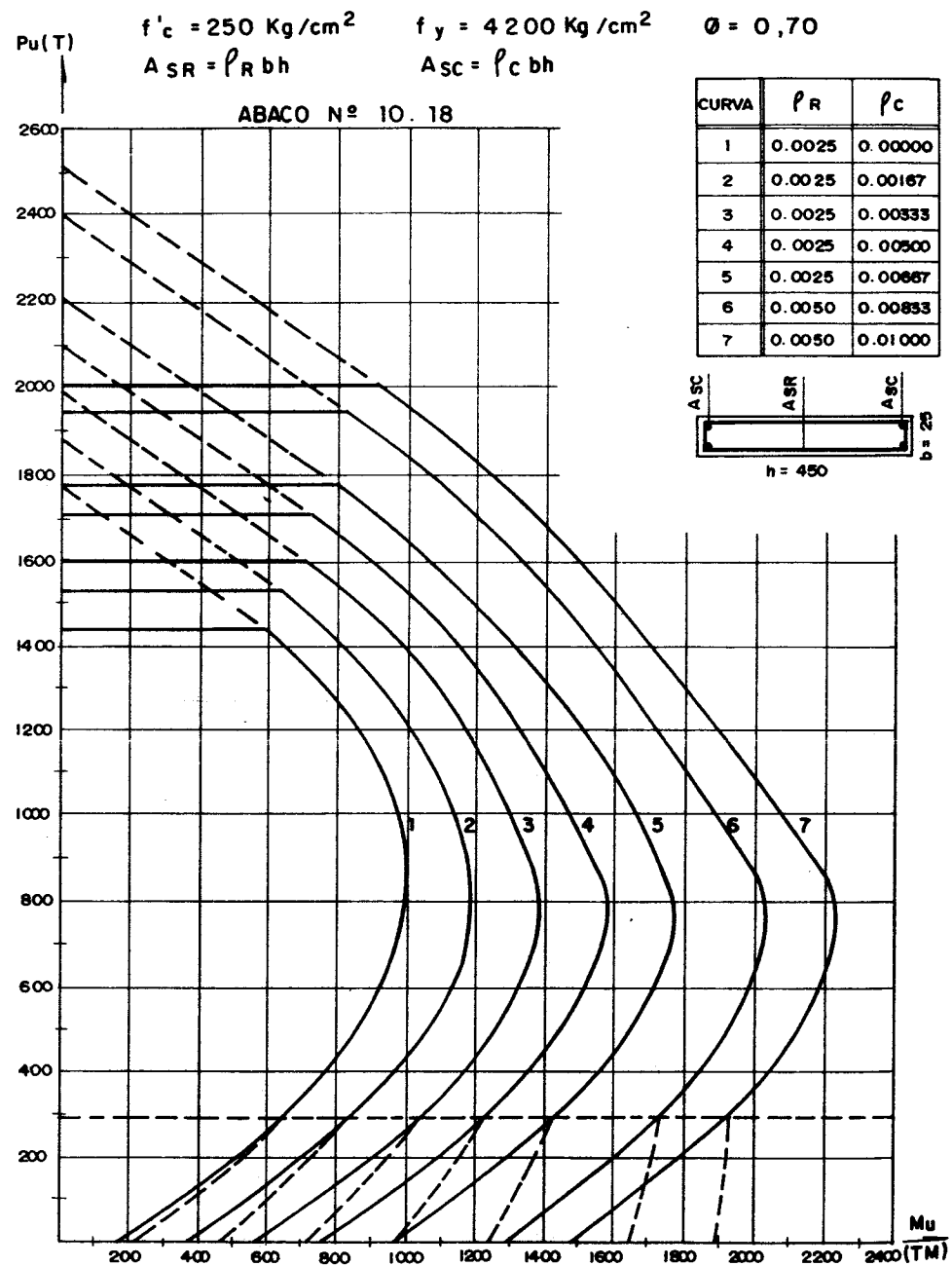
$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_C bh$$

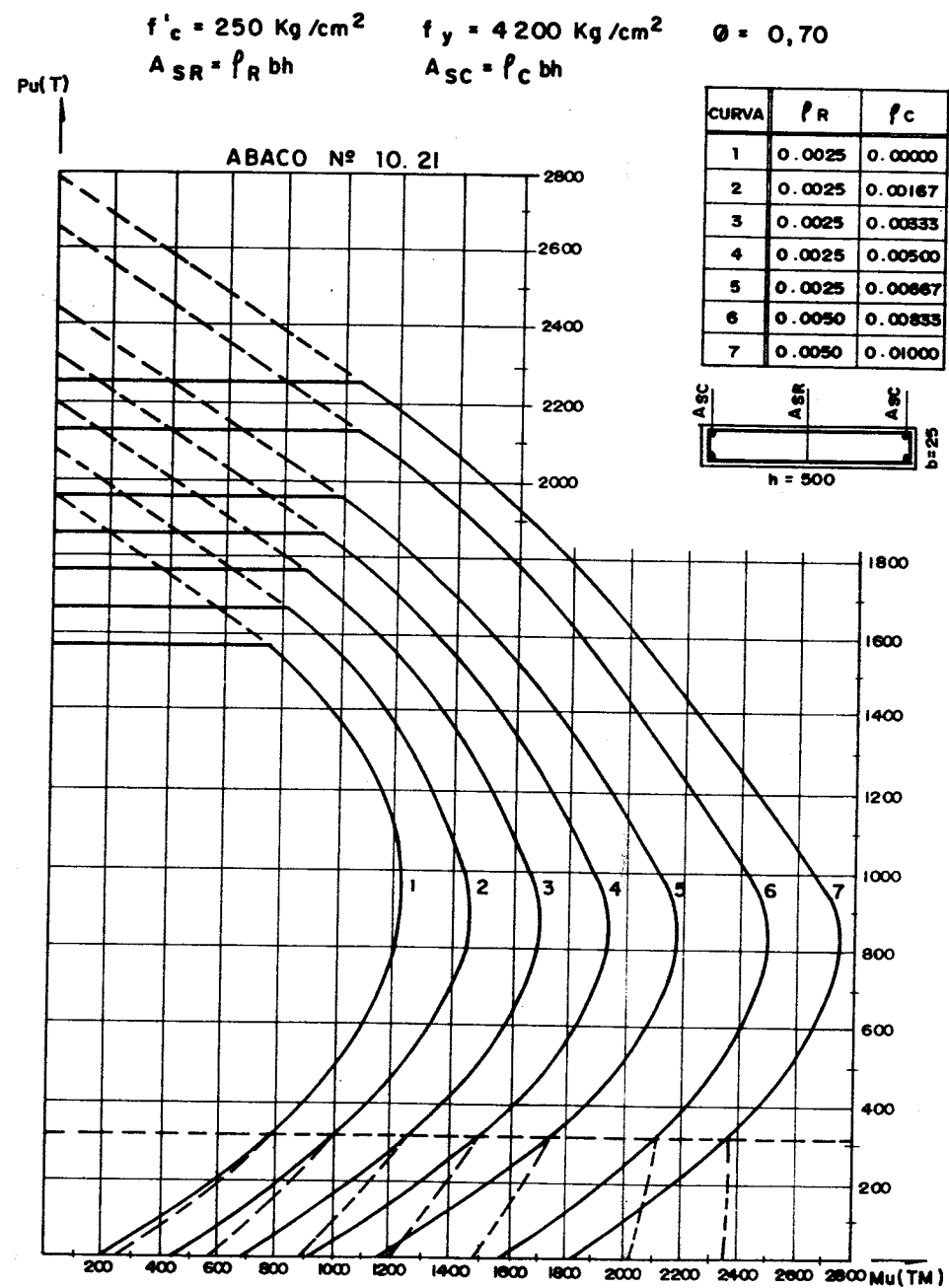
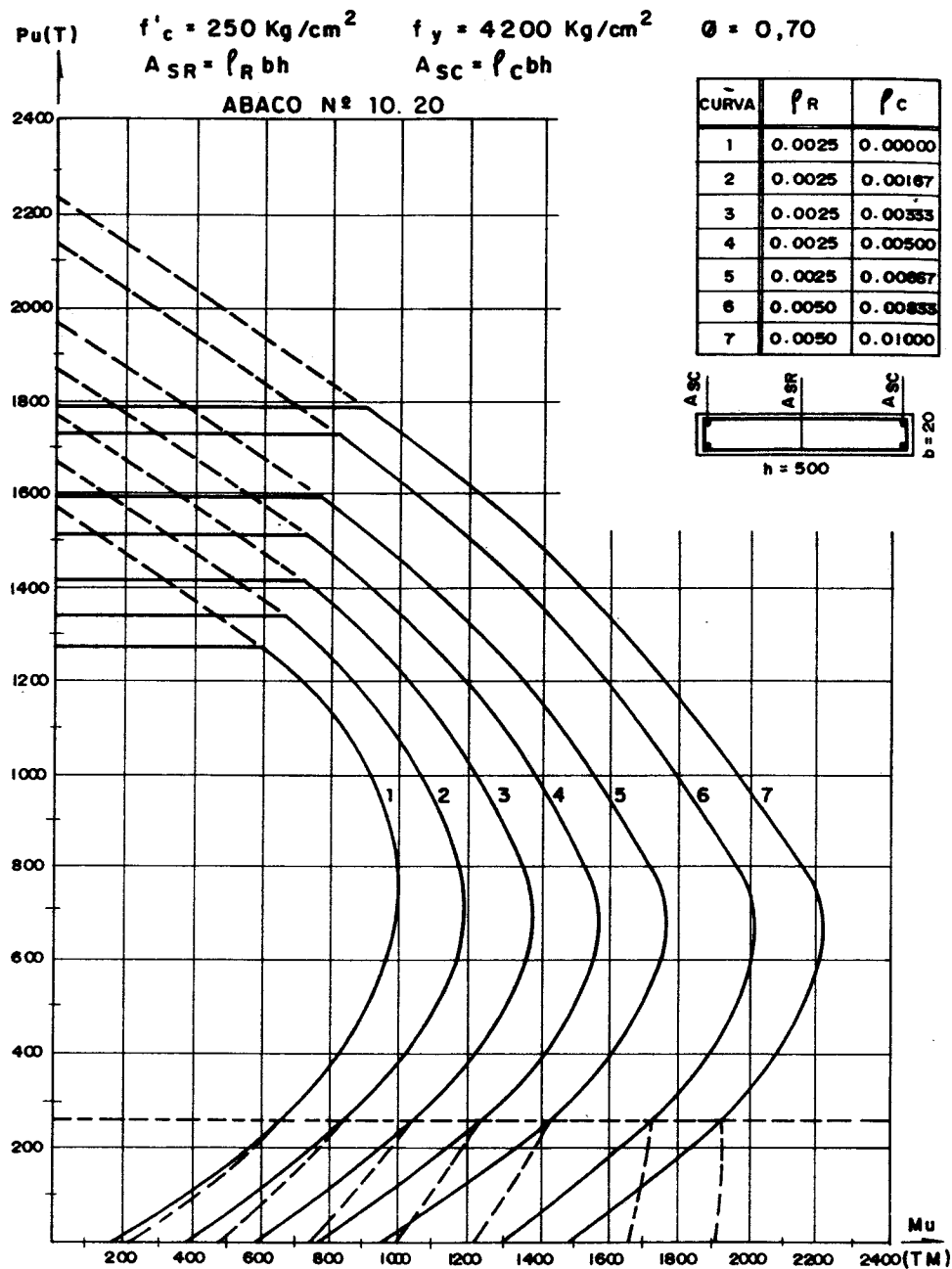


$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \theta = 0,70$$

$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_C bh$$





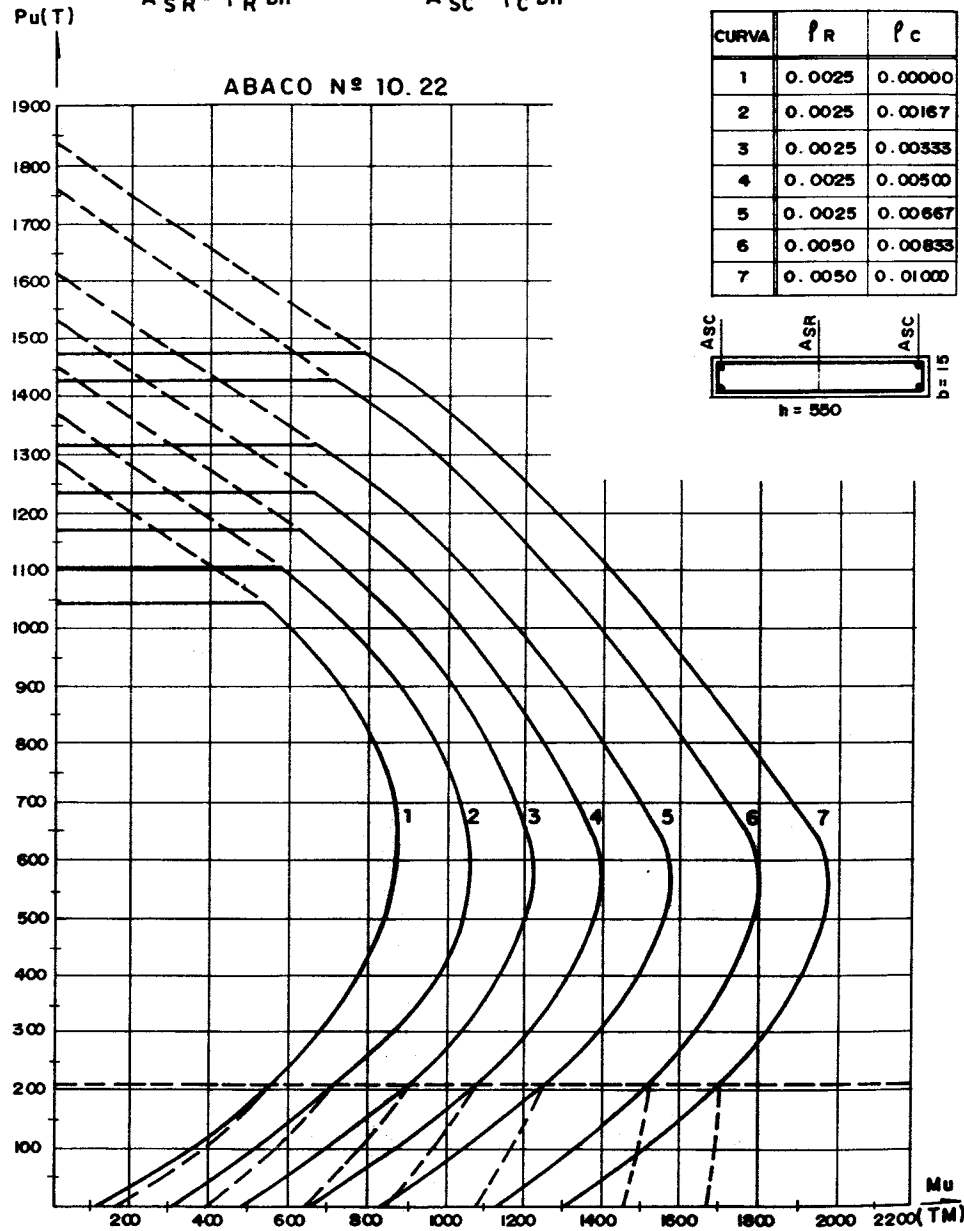
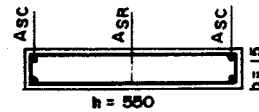




$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_c bh$$

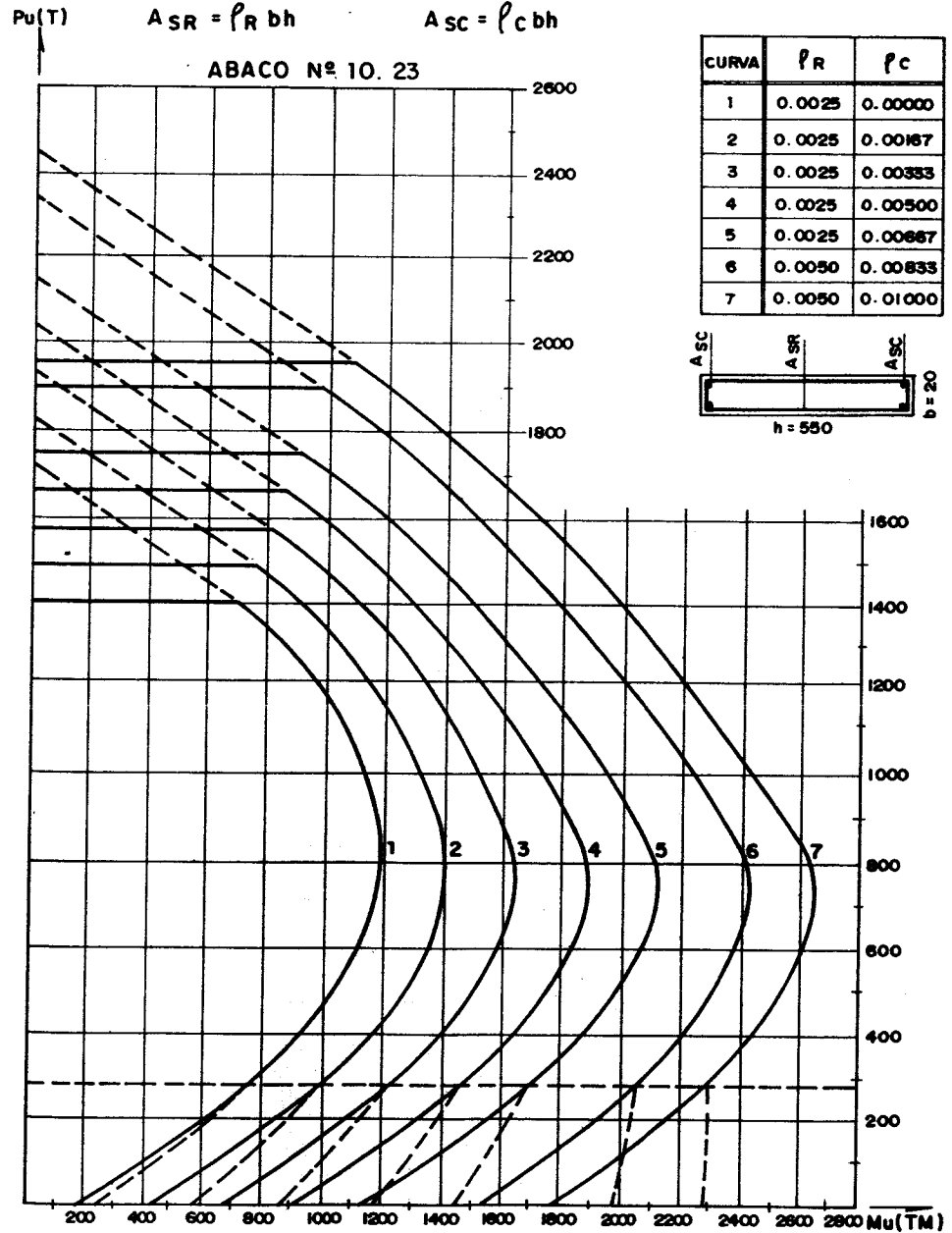
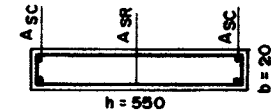
CURVA	ρ_R	ρ_c
1	0.0025	0.00000
2	0.0025	0.00167
3	0.0025	0.00333
4	0.0025	0.00500
5	0.0025	0.00667
6	0.0050	0.00833
7	0.0050	0.01000

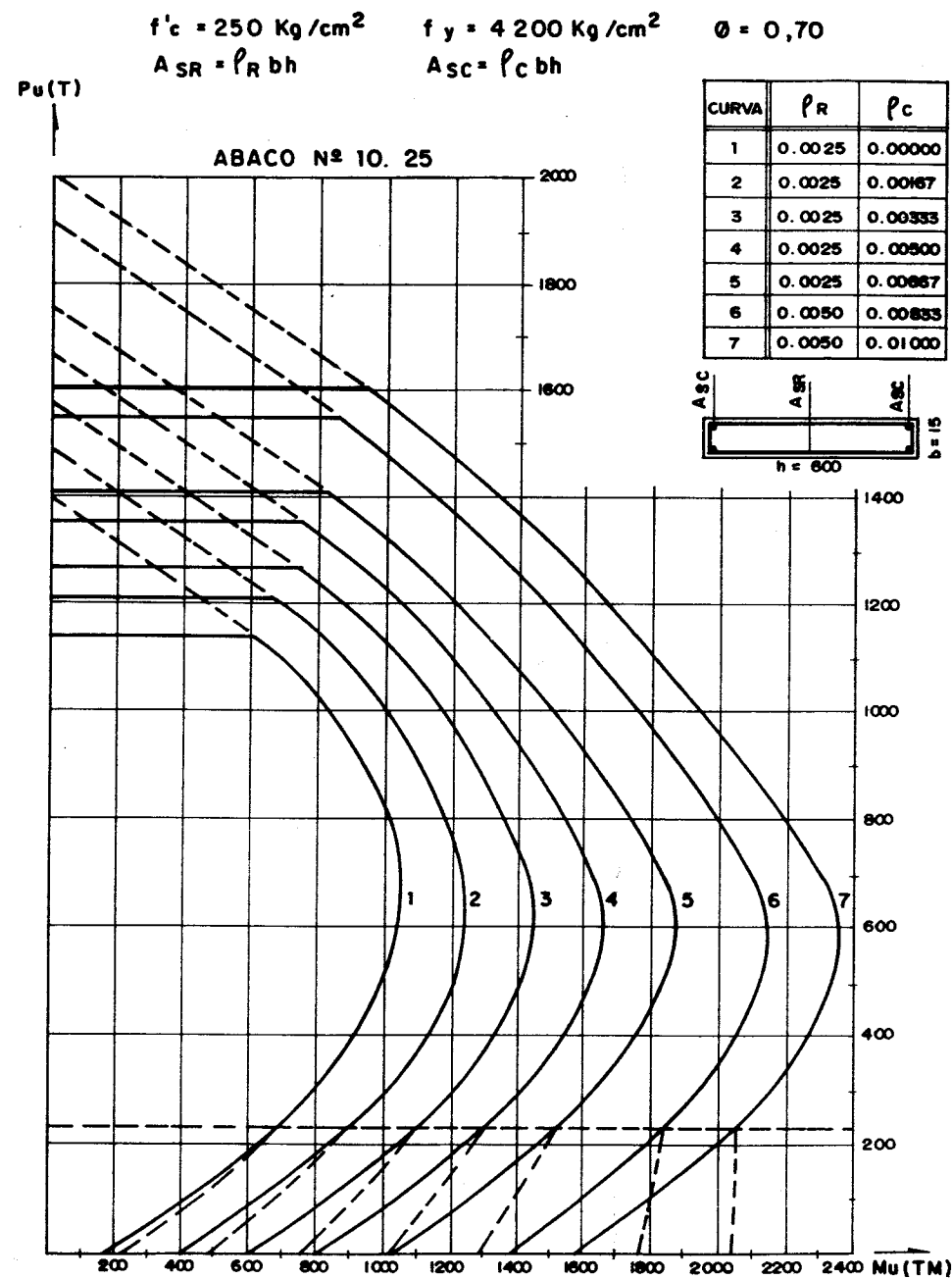
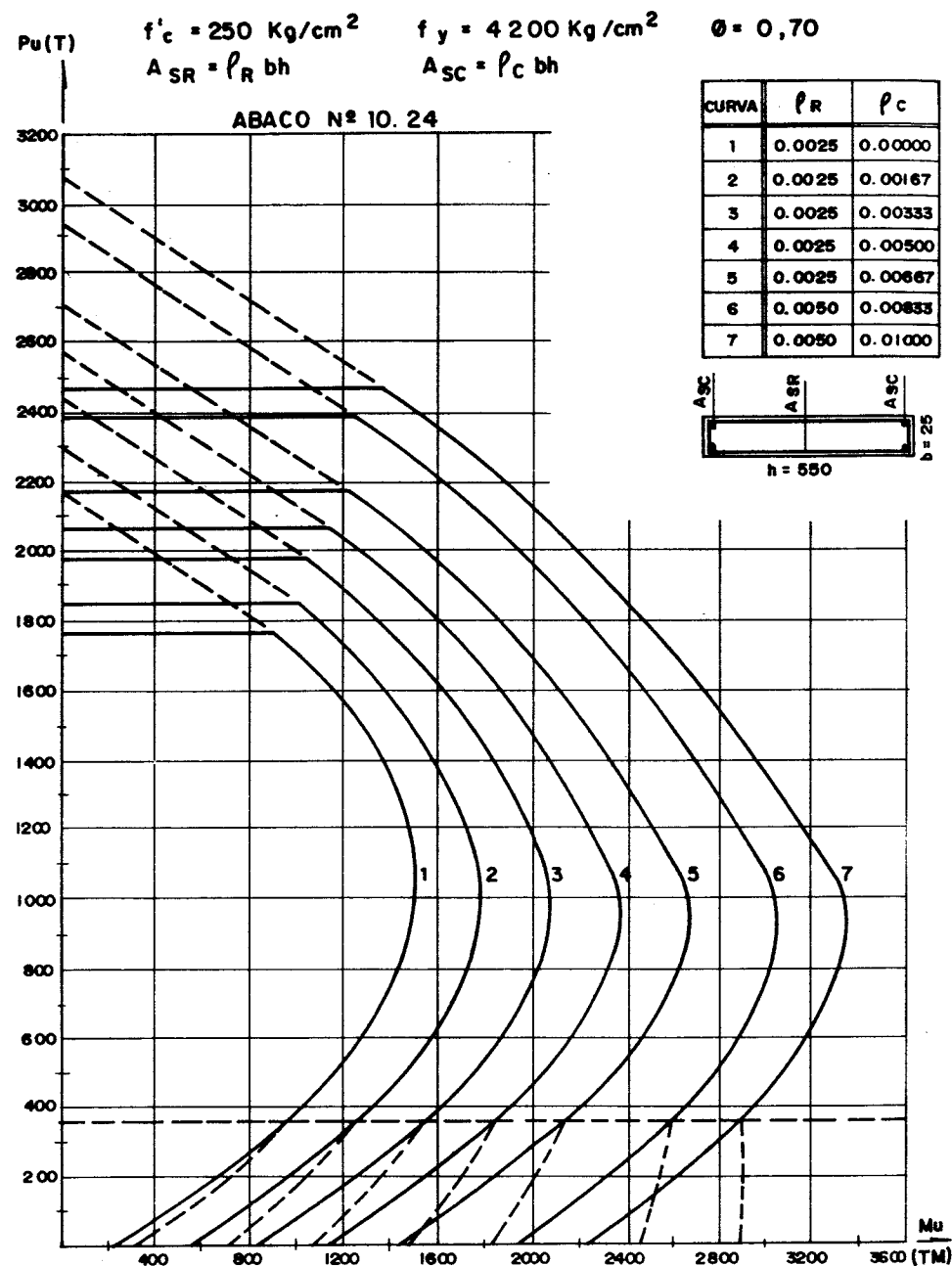


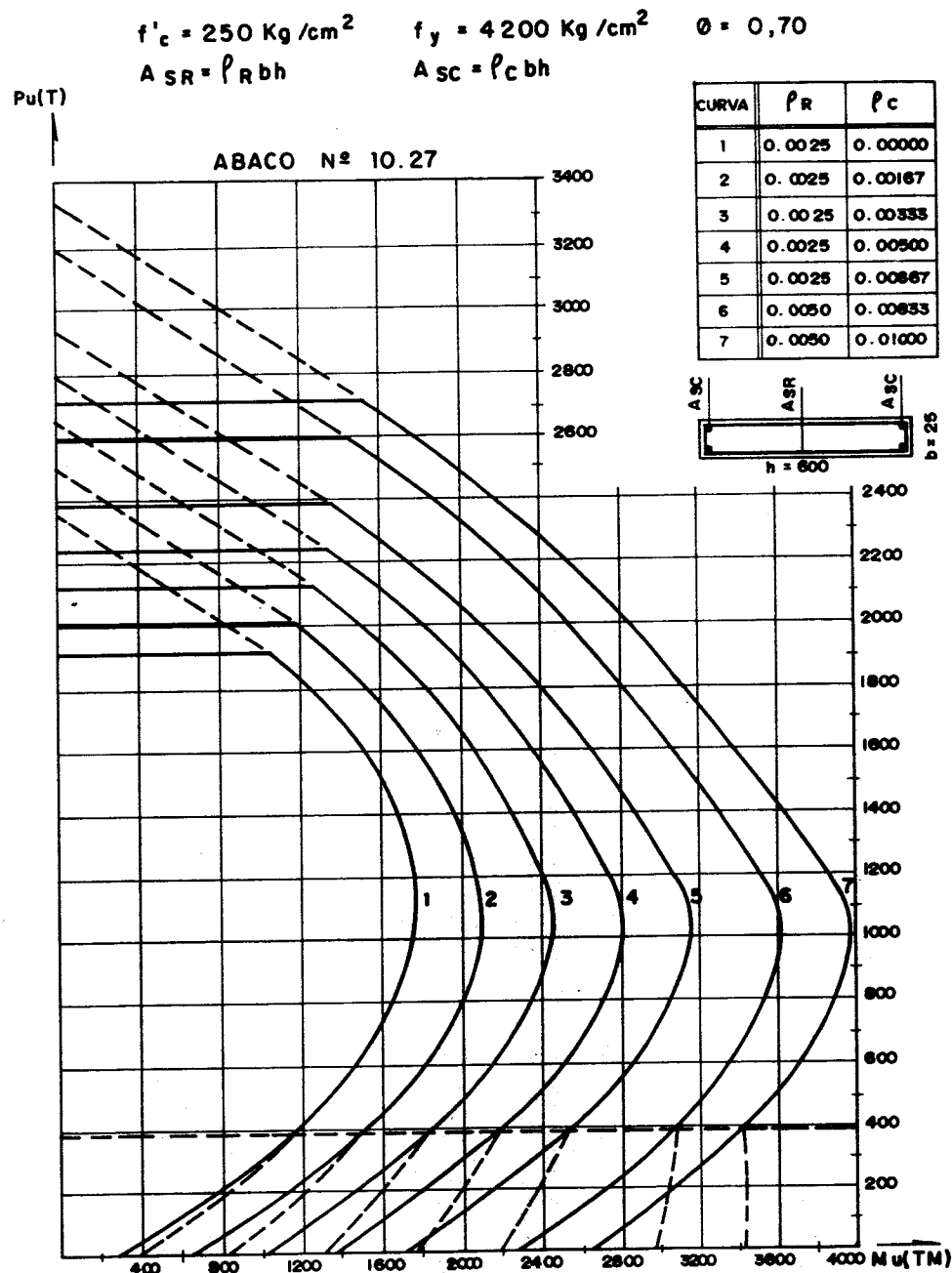
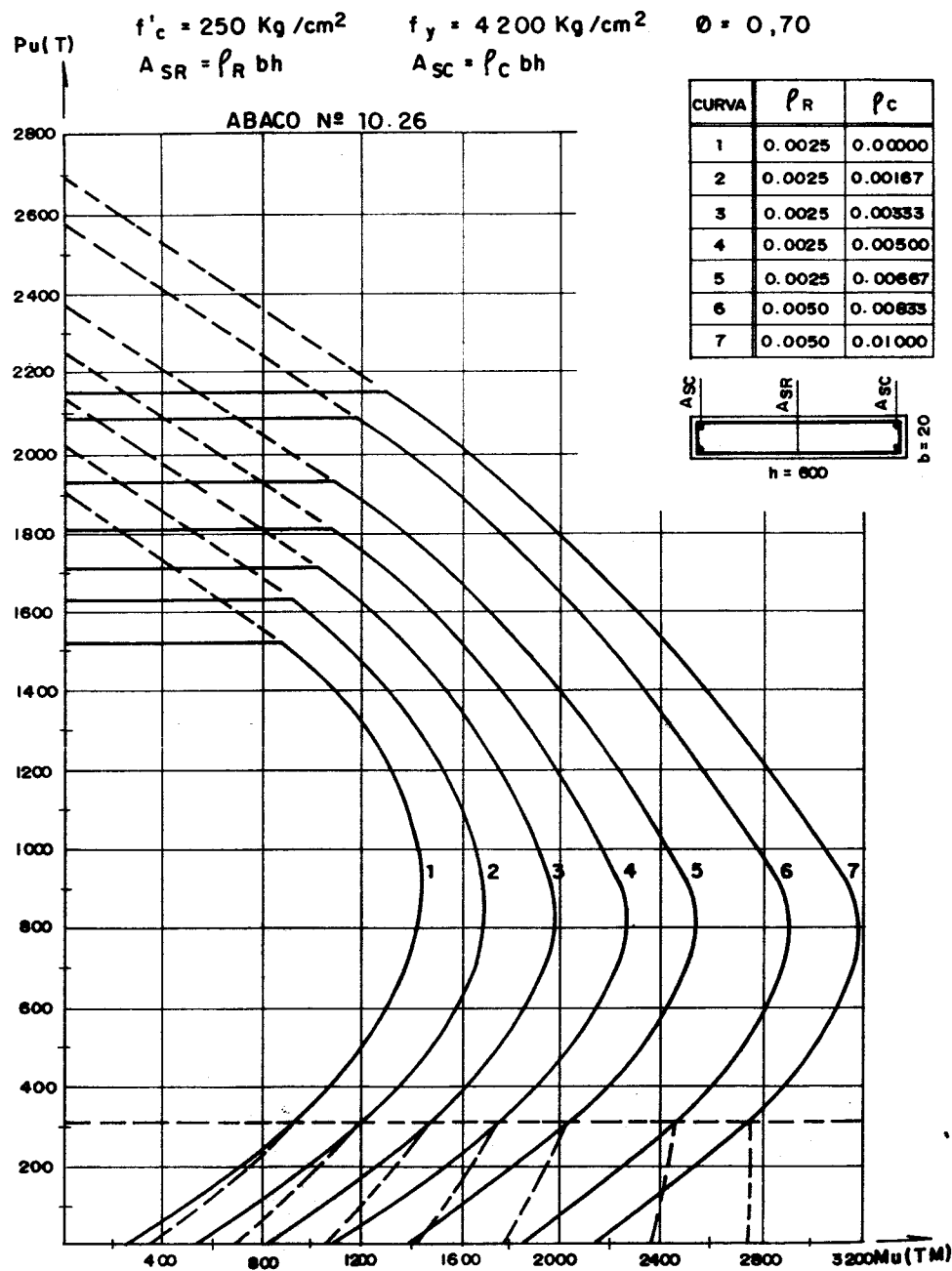
$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

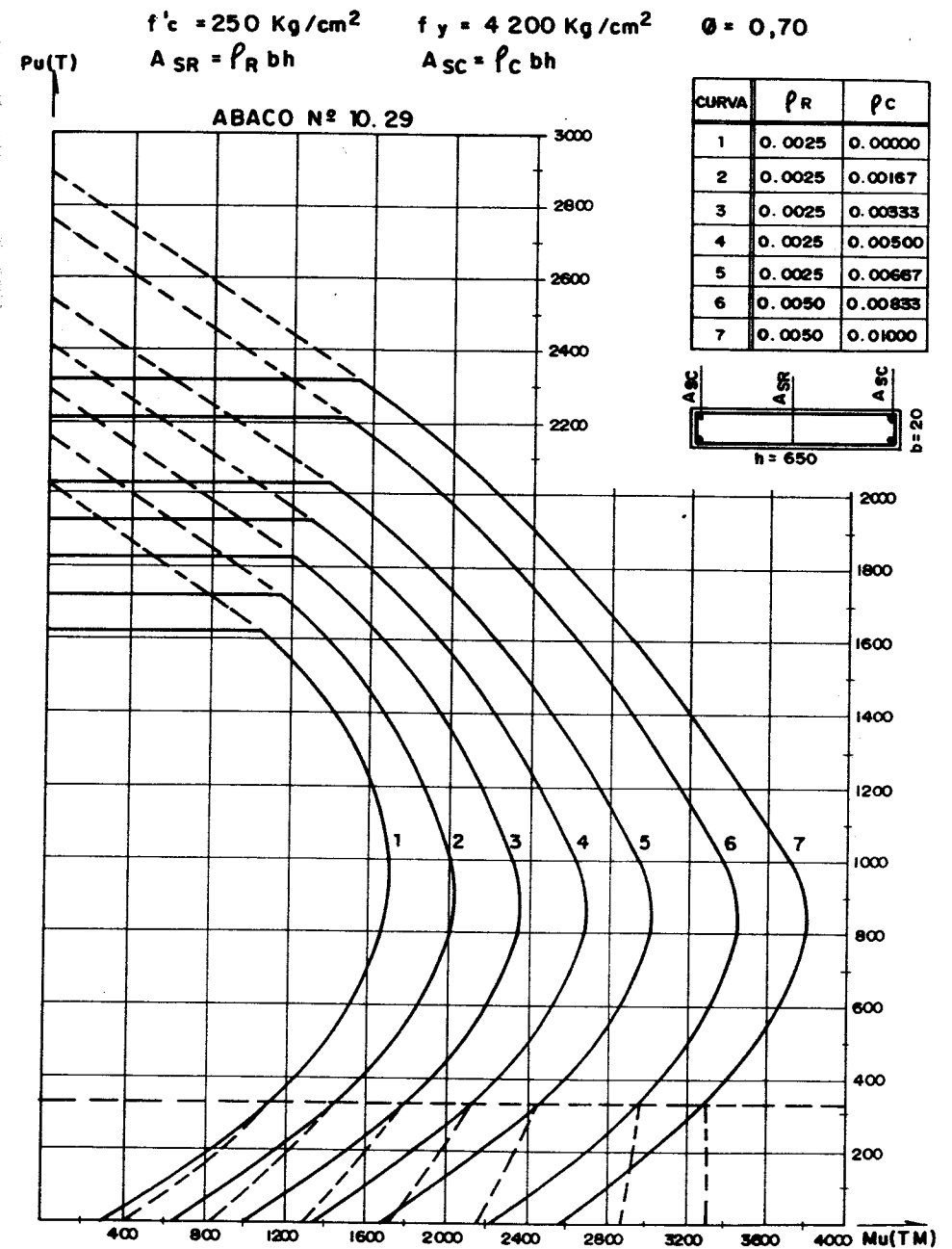
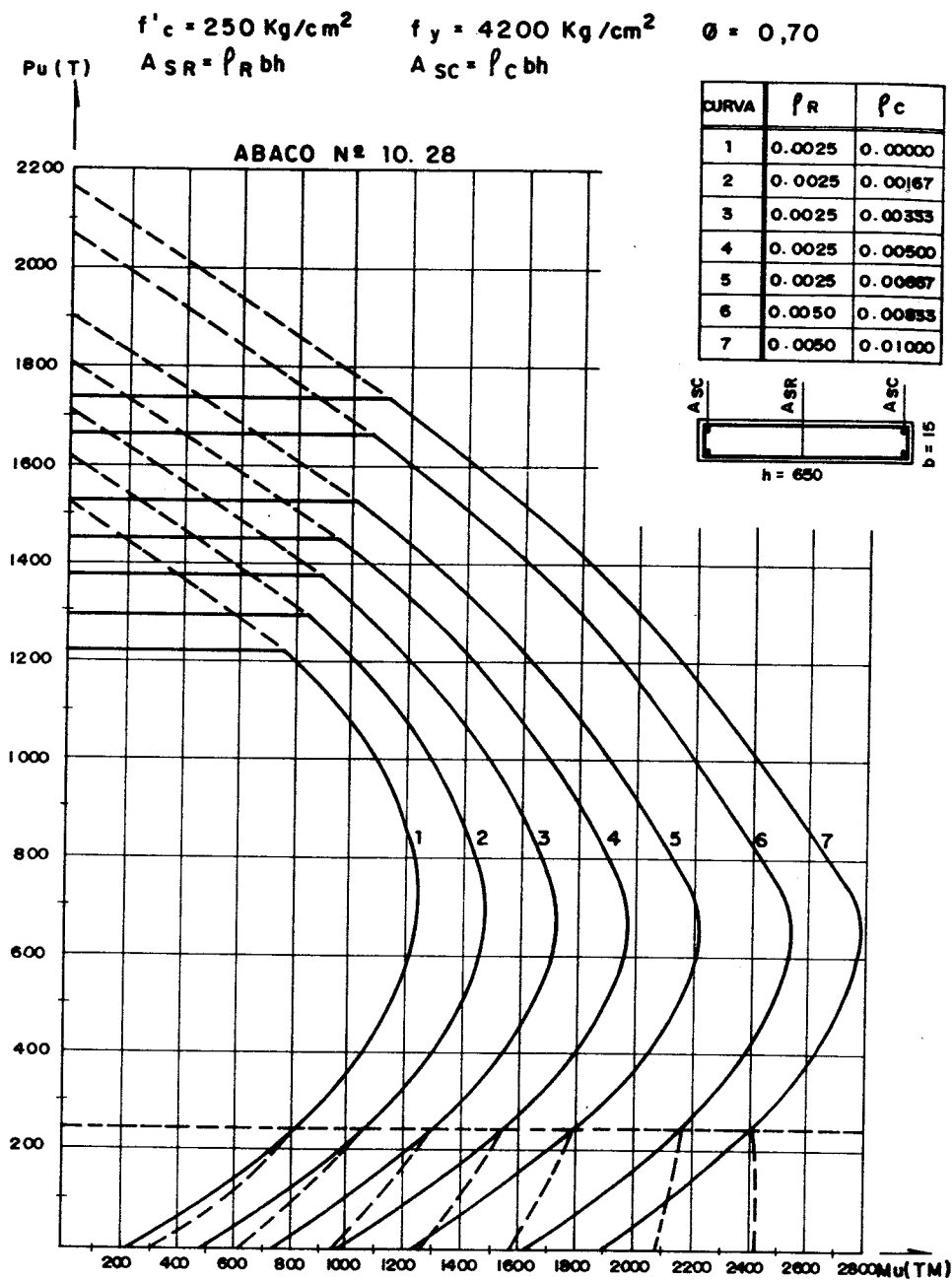
$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_c bh$$

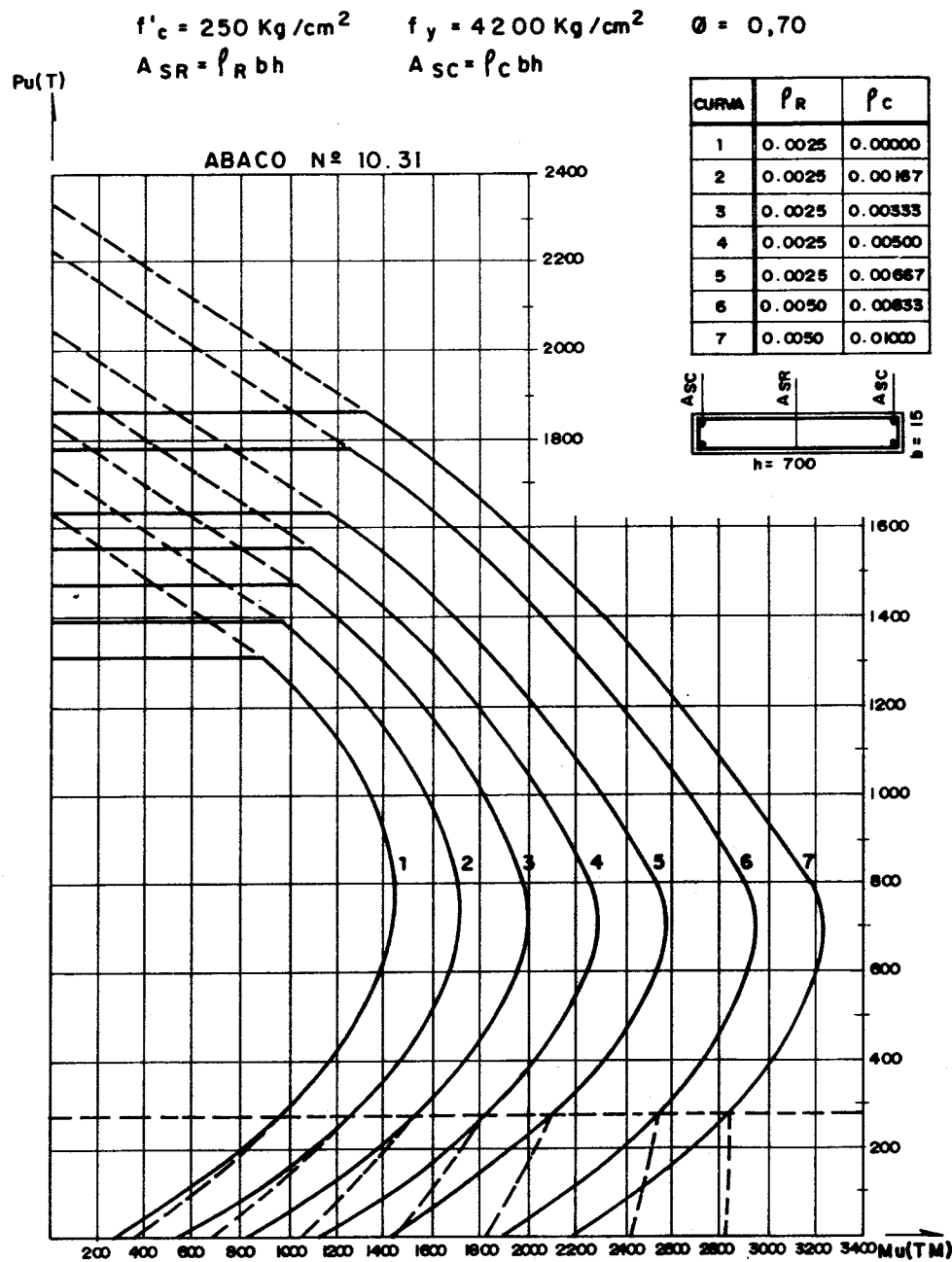
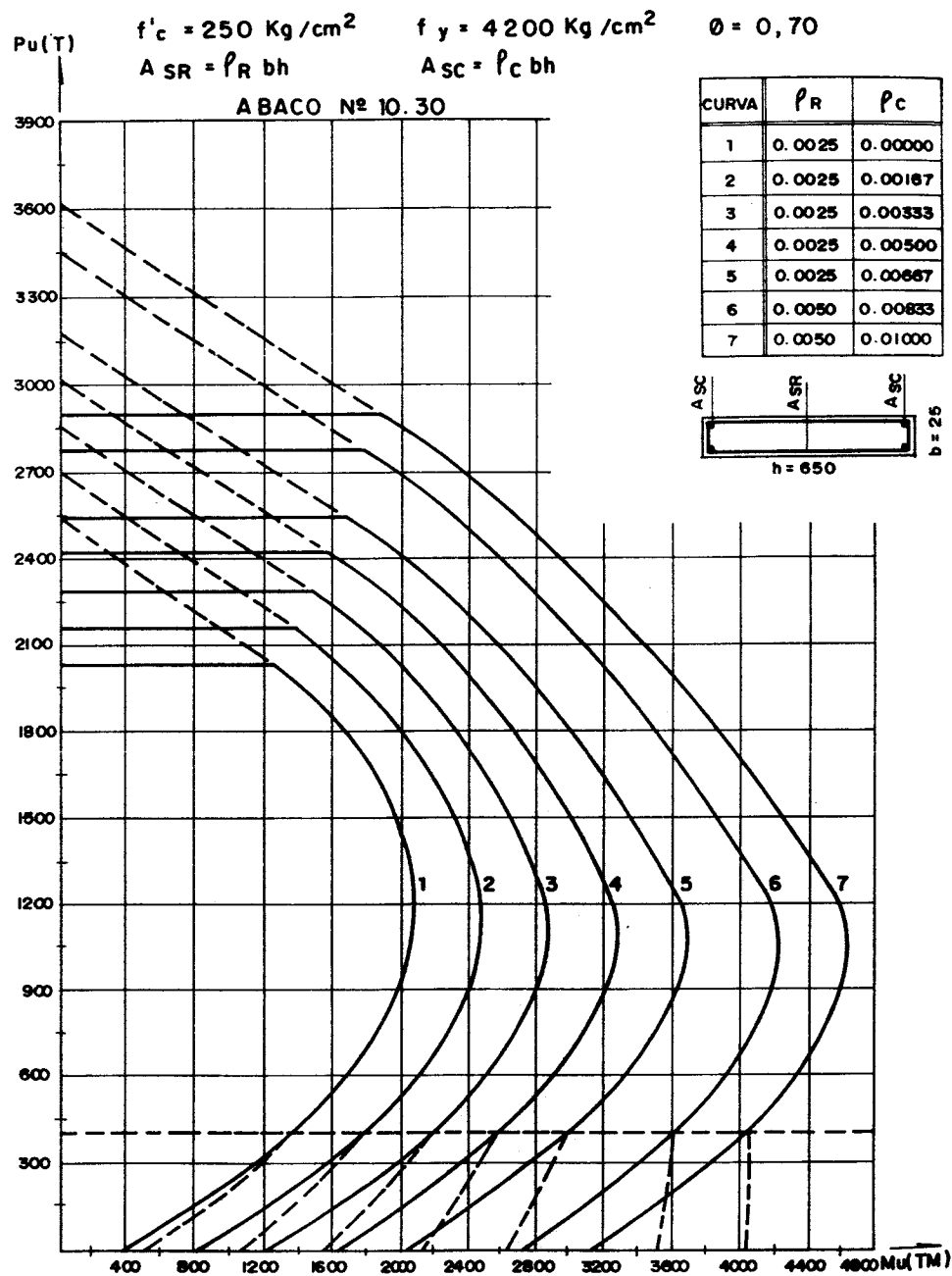
CURVA	ρ_R	ρ_c
1	0.0025	0.00000
2	0.0025	0.00167
3	0.0025	0.00333
4	0.0025	0.00500
5	0.0025	0.00667
6	0.0050	0.00833
7	0.0050	0.01000









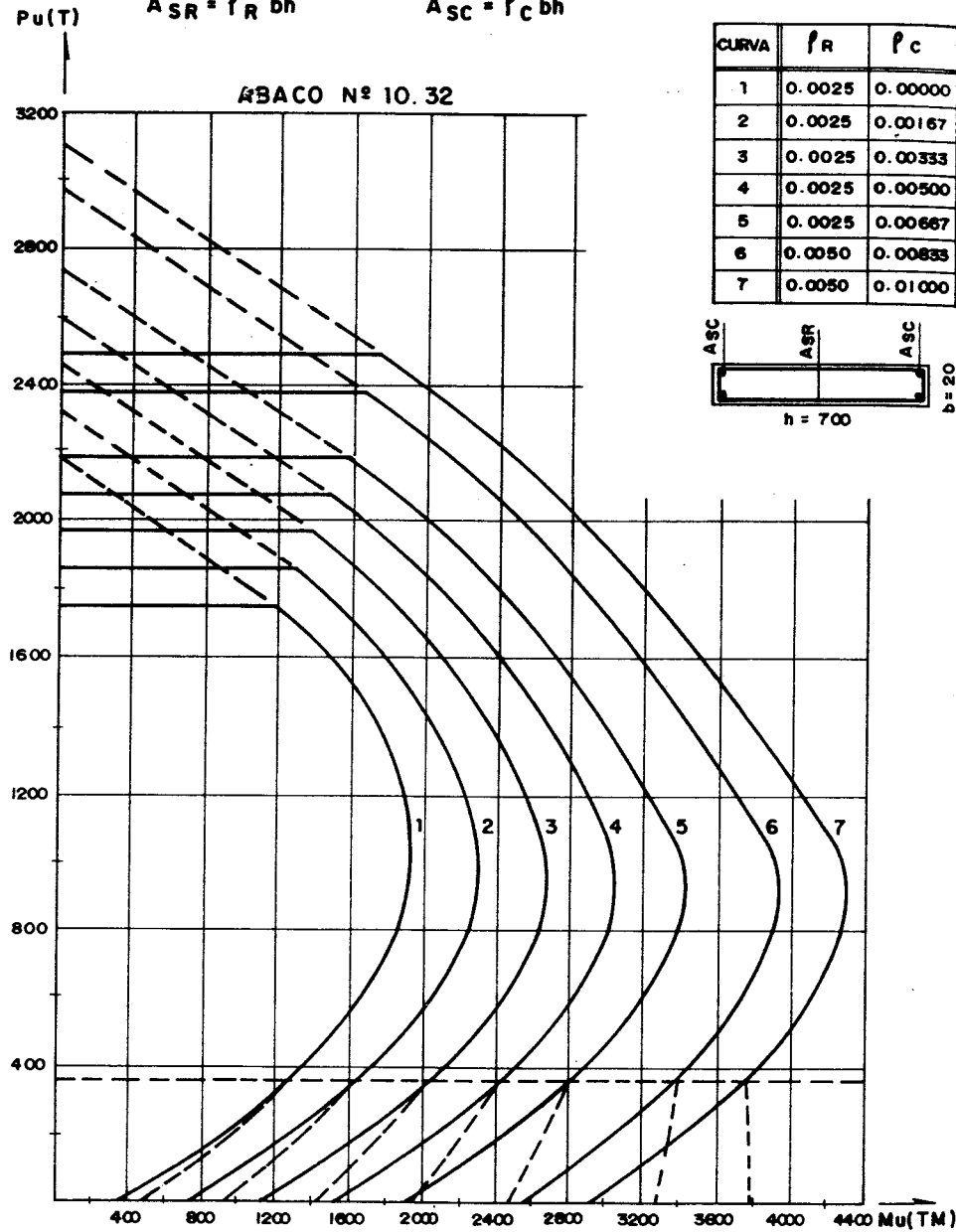




$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

$$A_{SR} = \rho_R bh$$

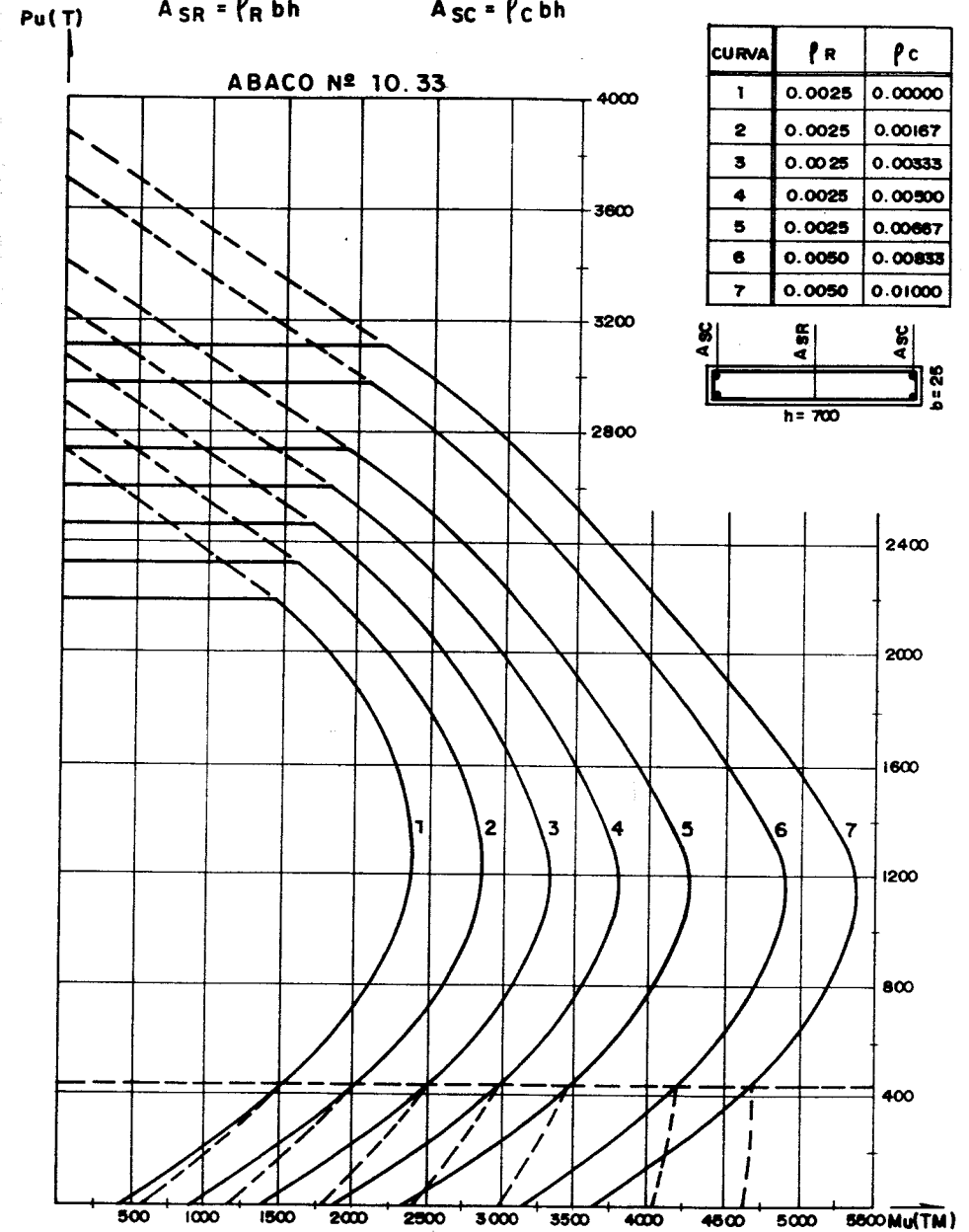
$$A_{SC} = \rho_C bh$$

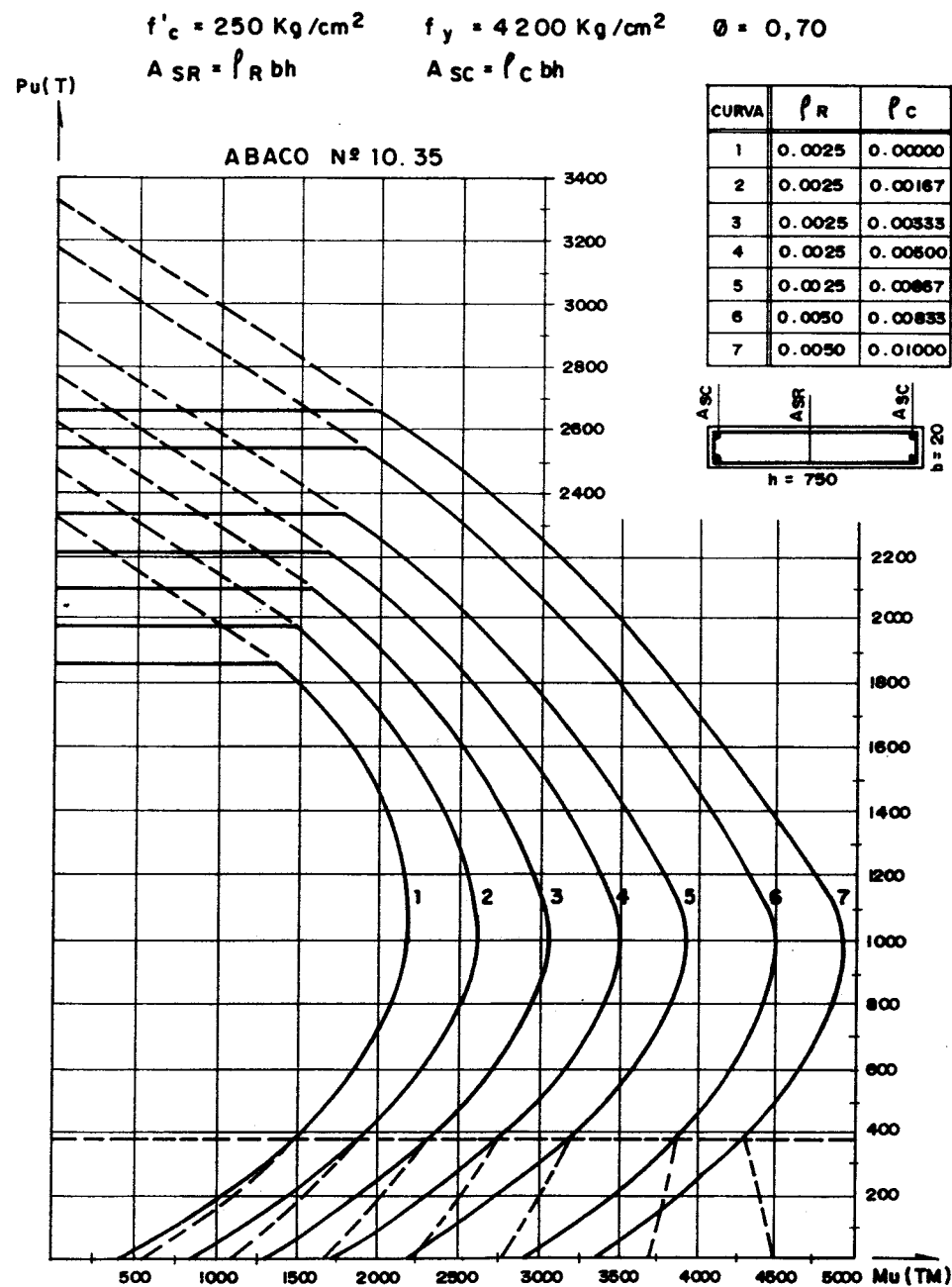
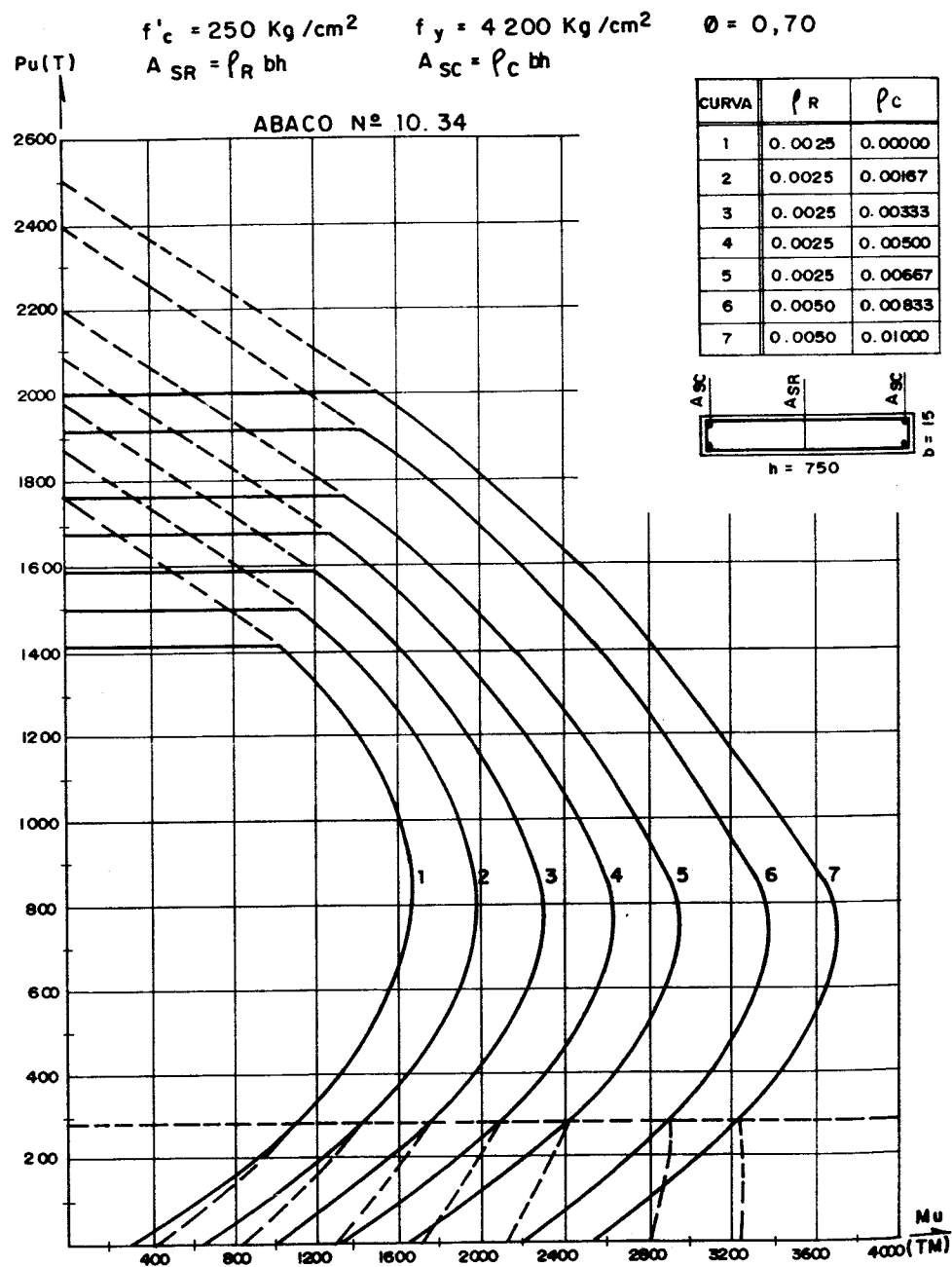


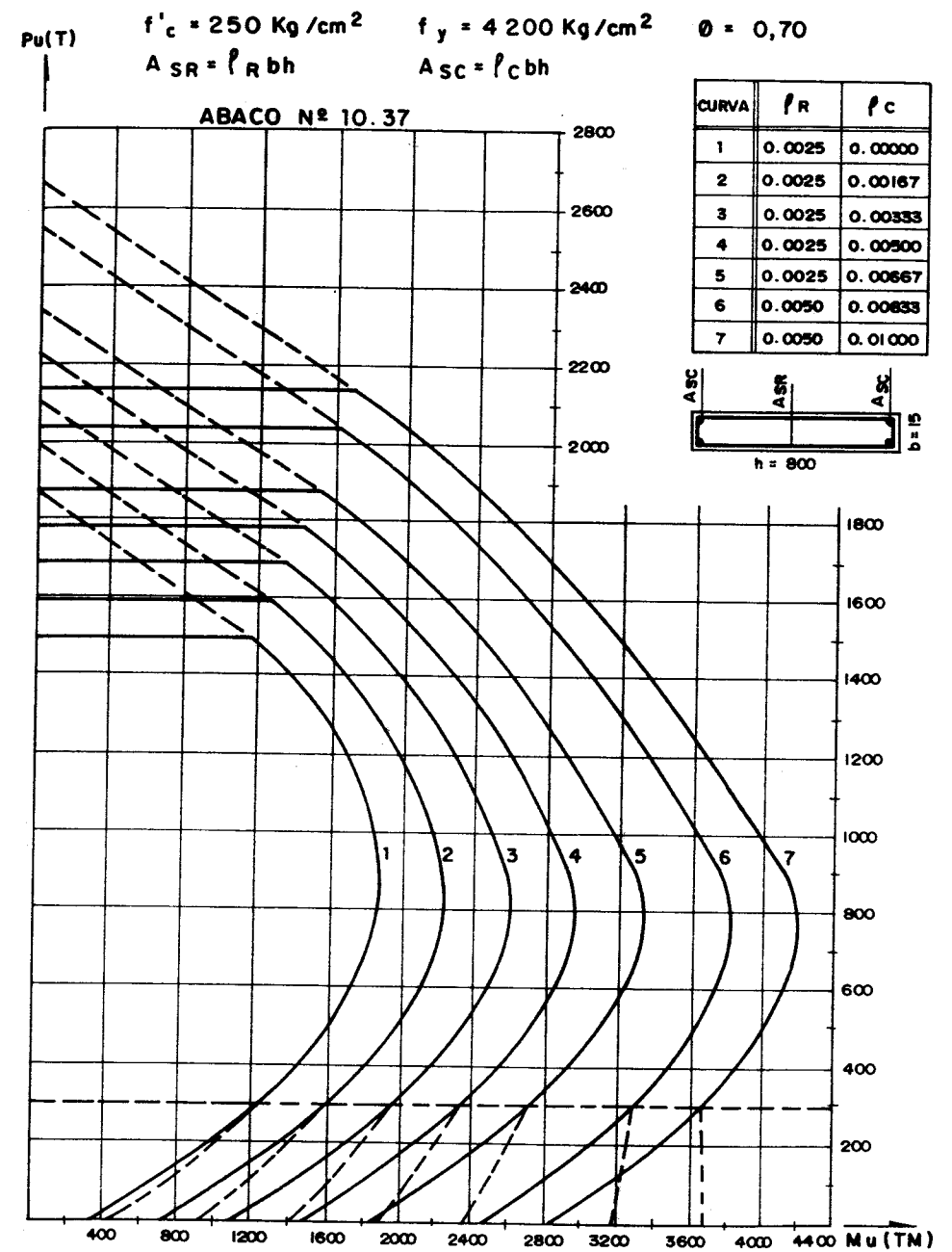
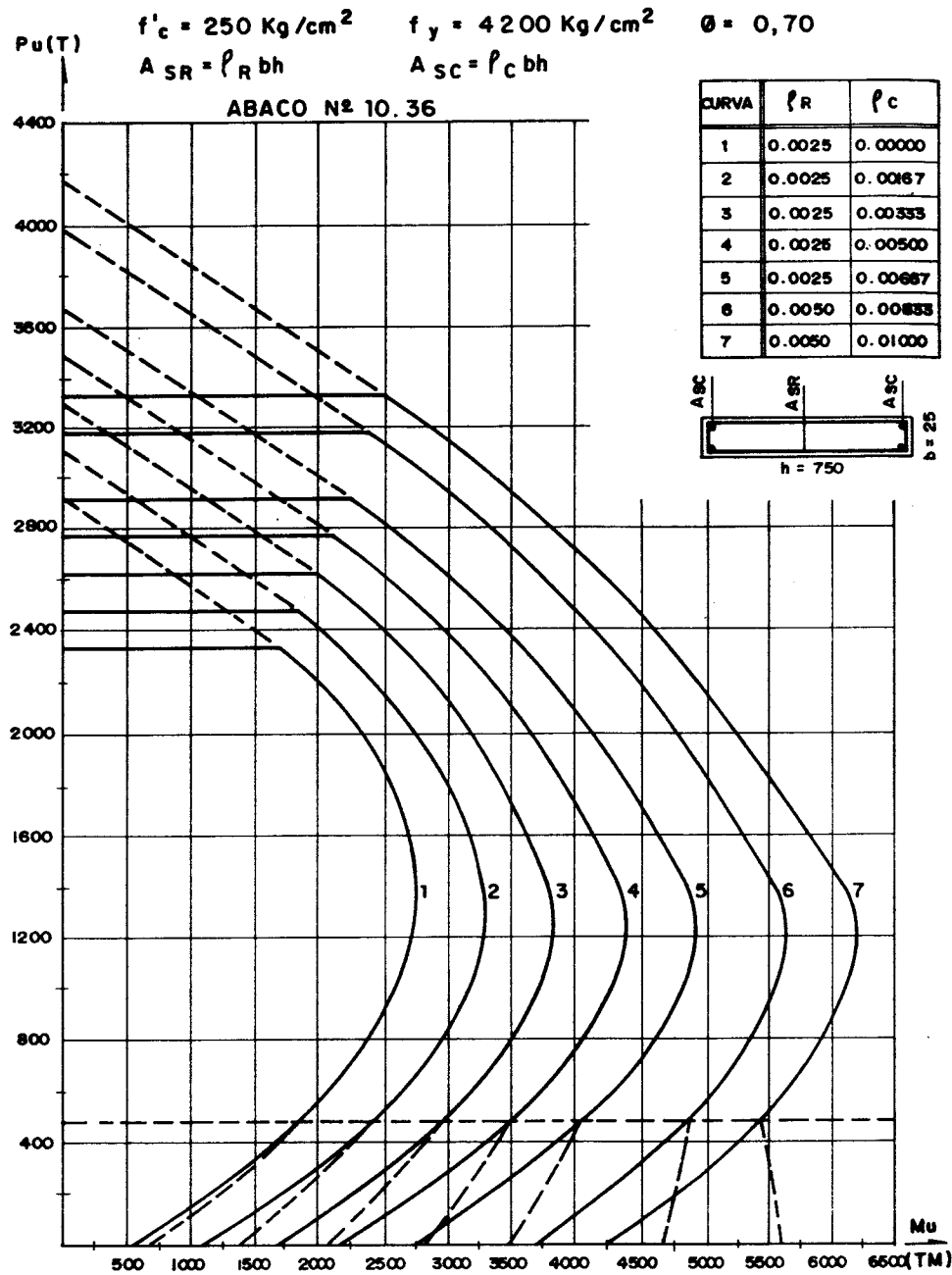
$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

$$A_{SR} = \rho_R bh$$

$$A_{SC} = \rho_C bh$$





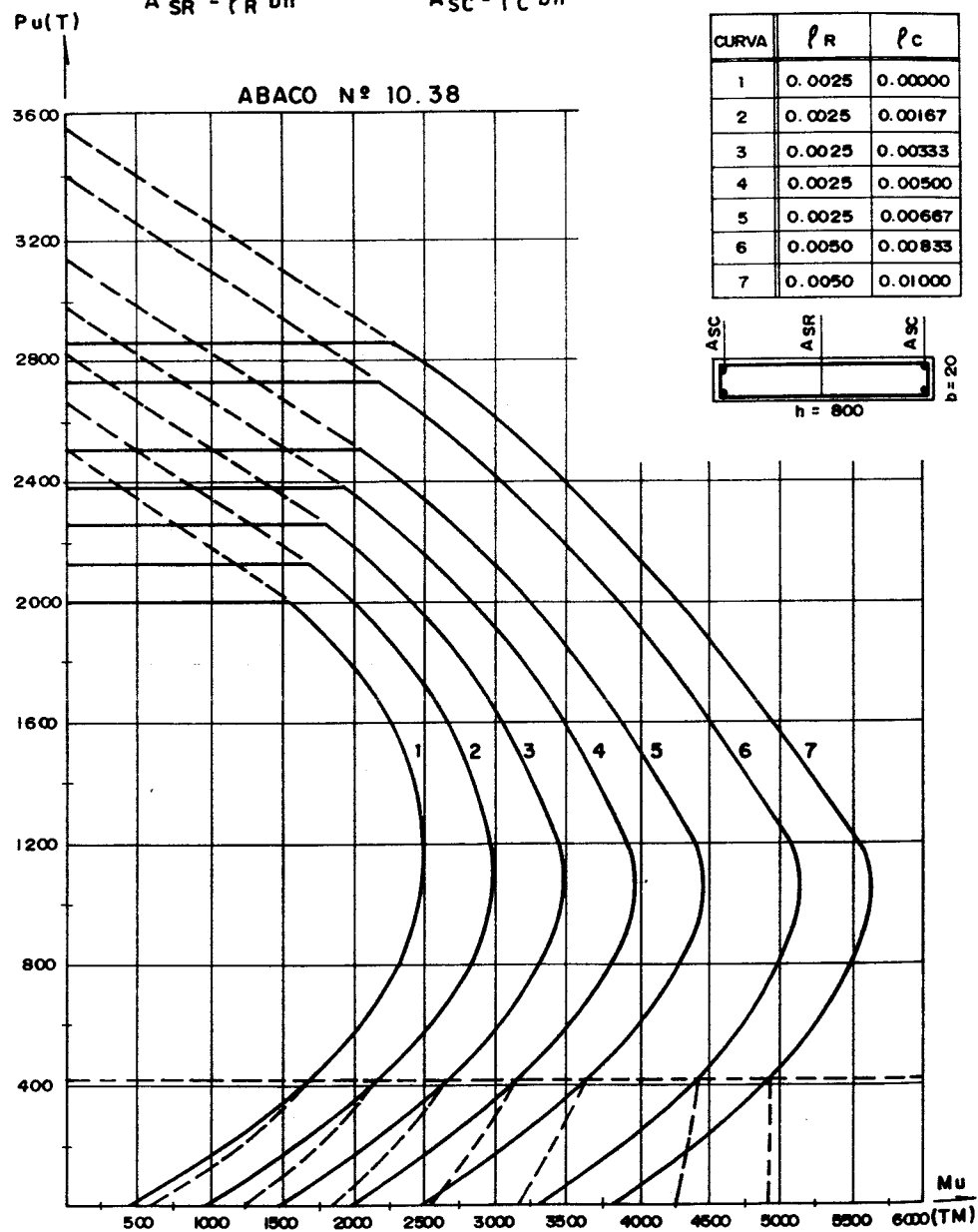
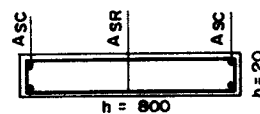




$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_C bh$$

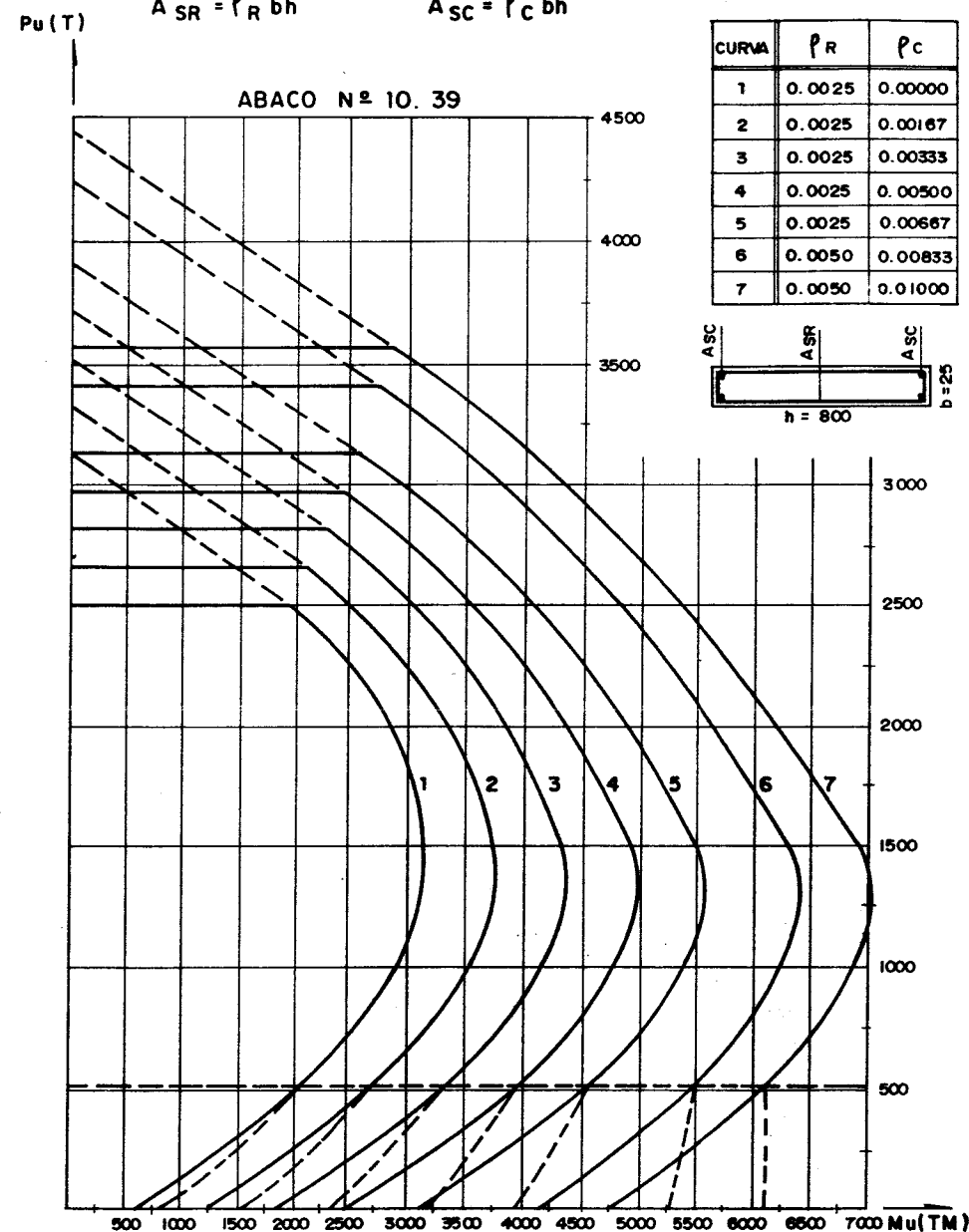
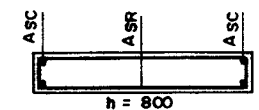
CURVA	ρ_R	ρ_C
1	0.0025	0.00000
2	0.0025	0.00167
3	0.0025	0.00333
4	0.0025	0.00500
5	0.0025	0.00667
6	0.0050	0.00833
7	0.0050	0.01000

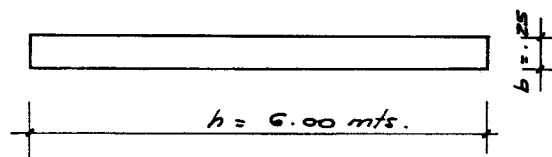


$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_C bh$$

CURVA	ρ_R	ρ_C
1	0.0025	0.00000
2	0.0025	0.00167
3	0.0025	0.00333
4	0.0025	0.00500
5	0.0025	0.00667
6	0.0050	0.00833
7	0.0050	0.01000



DISEÑO DE PANTALLAS

DATOS :

$b = 0.25 \text{ mts.}$

$h = 6.00 \text{ mts.}$

$f'_c = 250 \text{ K/cm}^2$

$F_y = 4200 \text{ K/cm}^2$

$P_u = 1200 \text{ T.}$

$M_u = 2400 \text{ T.-mts.}$

1) SE BUSCA EN LOS DIAGRAMAS DE INTERACCION LA PANTALLA QUE TENGA LA GEOMETRIA INDICADA EN LOS DATOS (TABLA 10.27).

2) SE ENTRA CON $P_u = 1200 \text{ T}$ Y $M_u = 2400 \text{ T.-mts.}$ Y SE OBTIENE UN PUNTO QUE CORRESPONDE APROXIMADAMENTE A LA CURVA # 3.

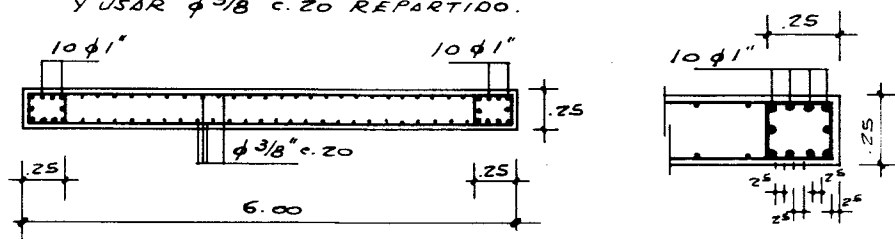
3) LA CURVA 3 INDICA QUE EL PORCENTAJE DE ACERO REPARTIDO EN LAS CARAS DE LA PANTALLA ES $\rho_R = 0.0025$ Y EL PORCENTAJE DE ACERO EN LAS CABEZAS DE LA PANTALLA ES $\rho_C = 0.00333$

4) TENEMOS ENTONCES :

ACERO REPARTIDO $= 0.0025 \times 25 \times 600 = 37.5 \text{ cm}^2$
QUE SE REPARTIRA EN LAS DOS CARAS.

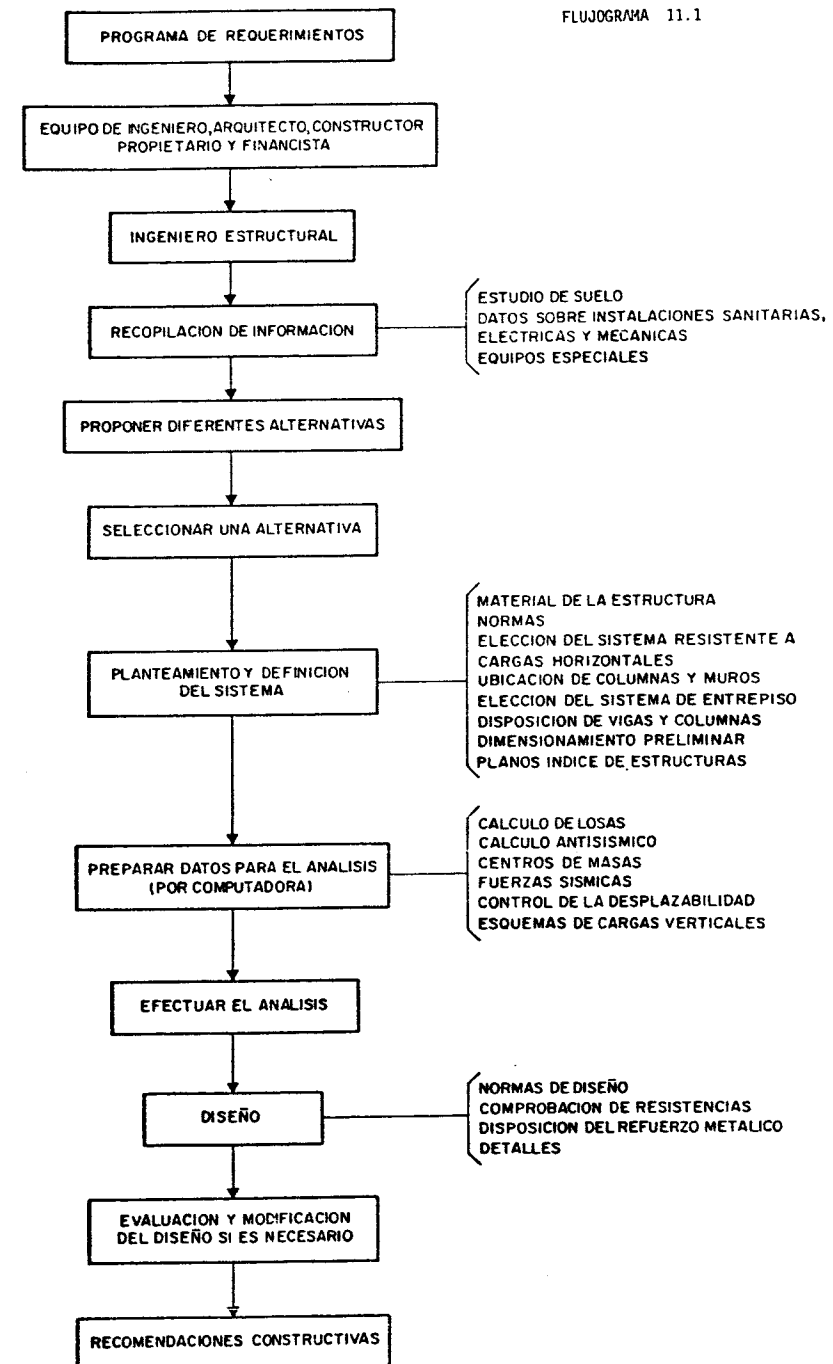
ACERO EN LAS CABEZAS $= 0.00333 \times 25 \times 600 = 49.95 \text{ cm}^2$
QUE IRA EN CADA EXTREMO DE LA PANTALLA.

SE PUEDE UTILIZAR $10 \phi 1''$ EN LAS CABEZAS Y USAR $\phi 3/8'' \text{ c. } 20$ REPARTIDO.



Criterios de Estructuración. Configuración Estructural







11.1 CRITERIOS GENERALES PARA LA ELECCIÓN DEL SISTEMA EN EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO.

11.1.1 SISTEMAS ESTRUCTURALES

Los sistemas estructurales se clasifican desde el punto de vista de la resistencia a carga verticales, atendiendo al tipo de losa empleada, de acuerdo con el siguiente cuadro:

SISTEMA	ELEMENTOS PRINCIPALES	TIPOS DE LOSAS
Con Vigas	Losas <div>Macizas</div> <div>Nervadas</div> Vigas Columnas o Pantallas Fundaciones	Armadas en 1 Dirección Armadas en 2 Direcciones
Sin Vigas	Losas <div>Reticulares</div> <div>Fungiformes</div> Columnas o Pantallas Fundaciones	



Desde el punto de vista de la resistencia a cargas horizontales, los sistemas estructurales pueden clasificarse según el siguiente cuadro:

SISTEMA	ELEMENTOS PRINCIPALES
Pórtico	Vigas y Columnas
Pórtico con Diagonales	Vigas, Columnas y Diagonales
Fachada Resistente	a) Aporticada: Vigas y Columnas muy próximas. b) De Diagonales: vigas, columnas y diagonales. c) De Pantallas: columnas, pantallas y vigas. d) Tubo en Tubo: vigas y columnas muy próximas y núcleo de pantallas. e) Con Diafragmas de Conexión: vigas y columnas muy próximas en fachada, líneas internas de vigas y columnas uniendo las fachadas.
Combinación de Sistemas	Pórticos + Pantallas
Otros Sistemas	



11.2 IDEAS GENERALES SOBRE LA ELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Resulta difícil establecer reglas generales para la elección del sistema estructural y para la organización de los elementos resistentes, se requiere un conocimiento firme de las formas estructurales y su comportamiento e imaginación para adaptarlas al problema específico planteado.

11.3 ELECCIÓN DEL TIPO DE ENTREPISO

La elección del tipo de entrepiso debe hacerse conjuntamente con la selección del sistema resistente a fuerzas horizontales, para lograr un conjunto estructural que funcione coherentemente.

Pero, para ordenar más fácilmente la exposición se tratarán separadamente ambos problemas.

Los factores principales en la elección del tipo de entrepiso

son:

- Expresión arquitectónica que se desea lograr con la losa
- Luces
- Cargas
- Costo de materiales
- Costo de mano de obra
- Factores constructivos
- Aislamiento acústico
- Aislamiento térmico.

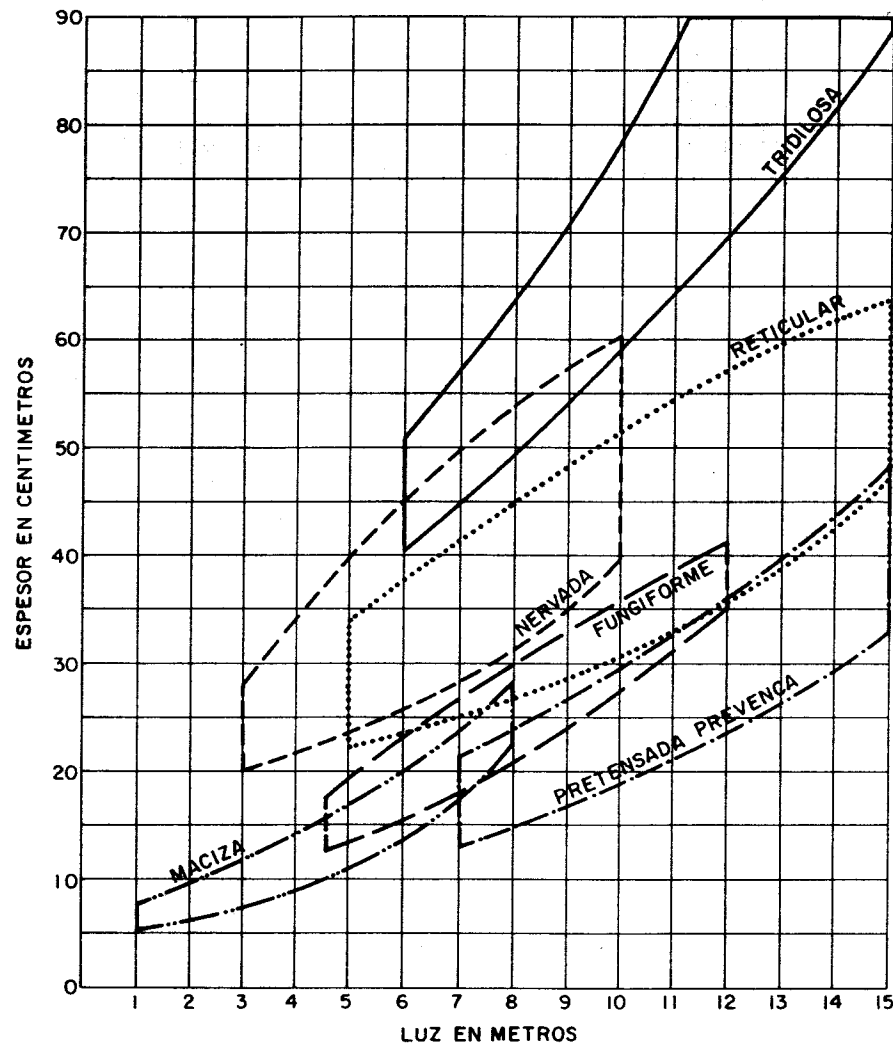
De los factores anteriores trataremos solo los puntos relativos a luces y cargas.

11.3.1 LUCES

Este es uno de los factores más influyentes en el tipo de estructura, tanto desde el punto de vista resistente: posibilidad de soportar las cargas sin excesivas deformaciones; como por las implicaciones arquitectónicas.



En el cuadro siguiente se indican los espesores de diversos tipos de losas en relación con la luz. Para fines comparativos están agrupados en un mismo gráfico los distintos elementos:



11.4 UBICACIÓN DE COLUMNAS, VIGAS Y LOSAS

Se determinará la ubicación de columnas (o pantallas) atendiendo a las características arquitectónicas del edificio y tomando en cuenta aspectos económicos y estructurales.

En relación con los aspectos económicos se incluyen luego procedimientos de comparación de alternativas.

Con respecto a los aspectos estructurales debe tenerse en cuenta lo siguiente:

La ubicación de las columnas determinará la luz de las losas y vigas, por lo cual deberán tomarse en cuenta los criterios establecidos en el cuadro de luces para losas incluido antes.

Deberán establecerse al ubicar las columnas, líneas de resistencia claramente definidas en las direcciones principales del edificio, formando sistemas estructurales que puedan ser analizados en forma simple y de tal modo que el esquema estructural a que ellos se reduzcan, permita un estudio de su comportamiento ajustado a la realidad.

Esto no implica restricciones a la libertad arquitectónica.

Después de elegido el sistema de losas a emplear y la ubicación de las columnas, se determina la dirección de las vigas principales de carga y la dirección en que se armarán las losas (en placas armadas en una dirección) esto puede hacerse atendiendo a los siguientes criterios:

- Requerimientos arquitectónicos de los diversos ambientes, a fin de que los espacios no queden condicionados indebidamente por la presencia de vigas o por dimensiones inadecuadas de ellas.
- Resulta más económico disponer las vigas principales en el sentido de las luces largas y las losas en el de las cortas.



- La disposición señalada en el punto anterior es también la mejor para las vigas antisísmicas, pues así resultan más rígidas con menor altura en relación con las vigas principales.
- Debe darse adecuado apoyo a escaleras, voladizos, etc..

La elección del sistema estructural adecuado, la correcta ubicación de las columnas, la fijación acertada de las luces de vigas y losas, etc., determinan desde el inicio las características económicas de la estructura. Si se elige un partido estructural inadecuado, la obra será siempre costosa aunque se afine mucho en el diseño de los diversos elementos.

11.5 ELECCION DEL SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS HORIZONTALES

En general se tratará aquí el caso de edificios altos, entendiendo por tales, los edificios en los cuales los requerimientos de resistencia a fuerzas horizontales y de limitación de los desplazamientos que ellas producen, son más importantes que los requerimientos de resistencia a cargas verticales, en cuanto a las dimensiones de los elementos estructurales, a su disposición y a su costo.

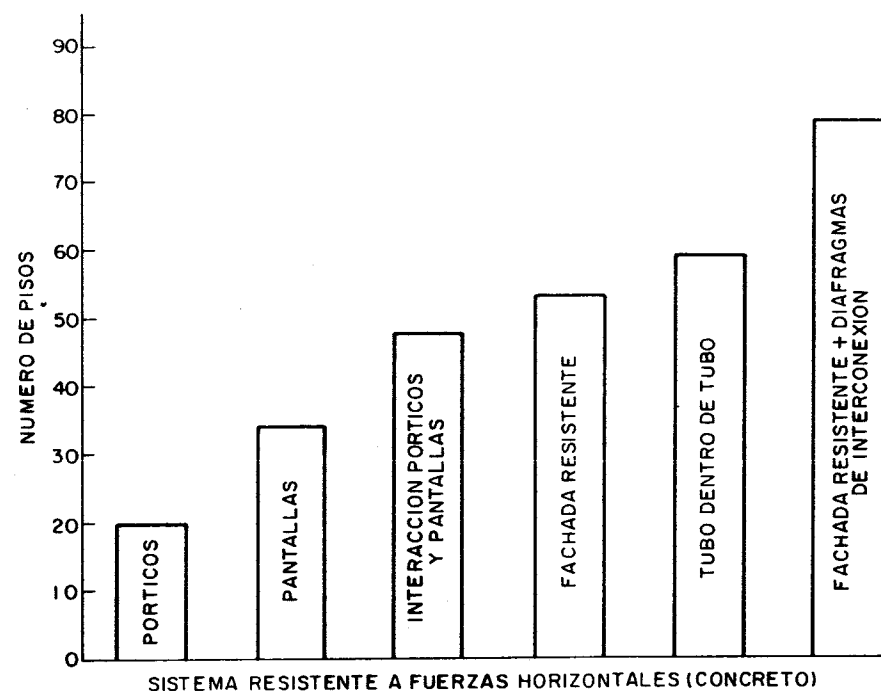
En los edificios bajos el sistema de pórticos es el más sencillo y económico en la construcción tradicional, mientras que en la construcción industrializada puede resultar bastante competitivo el sistema de pantallas, que satisfacen a la vez exigencias estructurales y de cerramiento.

En los edificios altos los factores preponderantes en la elección del sistema son los siguientes:

- Altura del edificio
- Características del terreno de fundación
- Requerimientos arquitectónicos
- Relaciones de costos entre mano de obra y materiales
- Otros factores.



La influencia de la altura o número de pisos del edificio en la elección del sistema resistente a fuerzas horizontales se resume en los siguientes gráficos:



(Los límites señalados, se dan solo como una guía que tiene que ser aplicada con buen criterio de acuerdo con las características de cada edificio en particular).



Si se desean luces grandes o un número de pisos, resulta difícil cumplir las restricciones de desplazabilidad en un edificio aporticado y es necesario pasar a sistemas más rígidos o más eficaces.

Los sistemas de pórticos y pantallas son muy utilizados. Se suele concentrar las pantallas formando un núcleo de gran resistencia en torno a la zona de servicios y circulación vertical y se enlazan a ella los pórticos.

El sistema de cinturón rigidizante ha sido usado en Venezuela para ser menos deformables edificios que tuvieron daños de tabiquería en el sismo de 1967. Así mismo, los sistemas de fachada resistente son muy importantes.

En edificios altos es muy importante trabajar simultáneamente en los aspectos de distribución arquitectónica y de planteamiento del sistema resistente a fuerzas horizontales a fin de armonizar las exigencias del uso del edificio con la necesidad de resistir las elevadas solicitaciones por acción sísmica o por acción de viento que se puedan presentar.

Se debe seleccionar atendiendo a razones de tipo arquitectónico, el sistema estructural que mejor se adapte al uso del edificio y verificar luego este planteamiento tentativo atendiendo a consideraciones de resistencia y desplazabilidad.

Aunque es muy difícil establecer criterios generales sobre este punto, se pueden mencionar los siguientes aspectos básicos:

- Los sistemas aporticados, o de esqueleto estructural, como se ha dicho antes, proporcionan la mayor libertad y flexibilidad para la disposición del espacio interno. Si las luces son muy grandes y el número de pisos alto, resulta difícil cumplir la norma de desplazabilidad con este sistema.



- Los sistemas de pantallas requieren un planteamiento cuidadoso para evitar fuertes torsiones en planta; debe hacerse una distribución regular de las pantallas, estableciendo simetría preferentemente.
- Los grandes muros de concreto tienden a limitar la flexibilidad en la distribución de los espacios internos, por lo cual en los edificios donde el uso requiere gran versatilidad, como por ejemplo, en los edificios de oficina, resulta muy conveniente ubicar las pantallas limitando las áreas de circulación vertical y de servicios.
- Los sistemas de fachada resistente, si bien condicionan bastante el aspecto externo del edificio, facilitan mucho la organización del espacio interno.
- Los edificios con pisos suspendidos, permiten tener en la planta baja grandes espacios abiertos por no existir columnas en las fachadas, en los edificios sobre pilotes, esta ventaja puede extenderse a los demás pisos del edificio.

11.6 DIMENSIONAMIENTO

11.6.1 GENERALIDADES

Después de establecido el sistema estructural que se considere más conveniente de acuerdo con las ideas expuestas anteriormente, conviene hacer una estimación de las dimensiones de los diversos elementos de la estructura, para apreciar su influencia sobre los ambientes de la edificación, para tener una idea de costos y para calibrar la resistencia y rigidez del edificio. Esta estimación preliminar puede hacerse por métodos aproximados, basados en los anchos tributarios de las vigas y en las áreas tributarias de las columnas.



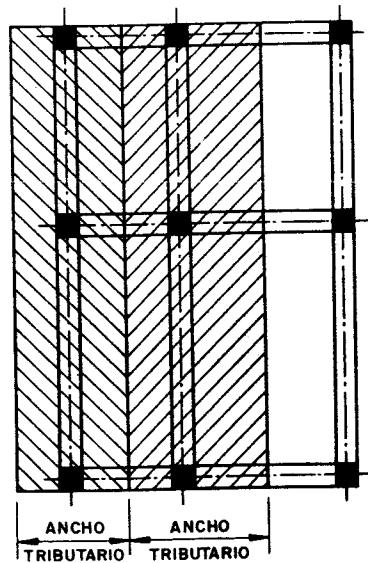
Posteriormente cuando ya se haya adoptado una determinada alternativa se hará un dimensionamiento definitivo, basándose en las cargas transmitidas por las losas, las cuales se calcularían previamente para la alternativa elegida.

11.6.2 DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR

11.6.2.1 VIGAS

a) Las cargas de las losas sobre las vigas se reparten atendiendo al ancho tributario de la viga.

b) Se denomina ancho tributario de la viga el promedio de las distancias a las vigas vecinas.



c) Para edificios de vivienda se puede tomar la carga indicada en la Tabla.

d) El momento de diseño de la viga se considerará igual al momento de empotramiento (M.E.).

e) Las dimensiones se determinarán por los métodos ordinarios de diseño de vigas.



CARGAS PERMANENTES EN EDIFICIOS

h cm	Peso de los Elementos en kg/m ²					
	Losa Nervada	Viga	Columna	Piso + Friso	Tabiques	Total
20	270	100	100	150	220	840
25	315	125	100	150	220	910
30	360	140	100	150	220	970

11.6.2.2 COLUMNAS

Pueden establecerse los siguientes criterios para el dimensionamiento preliminar de las columnas de edificios situados en regiones sísmicas:

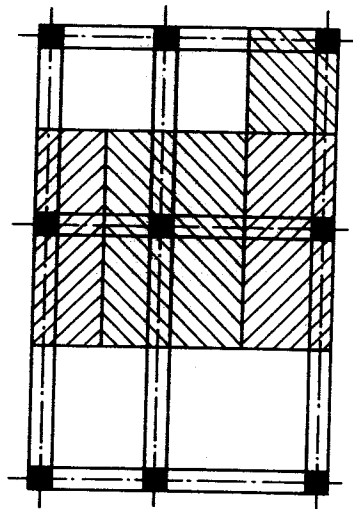
a) Determinar la carga axial en la columna atendiendo a su área tributaria.

b) El área tributaria de la columna es la superficie soportada directamente por ella y determinada por rectas trazadas por la mitad de las distancias a las columnas vecinas (ver figura anexa).

c) La carga en el área tributaria puede tomarse de la tabla anterior.

d) La carga total P en la columna puede estimarse por la expresión:

$$P = \text{Carga} \times \text{Área tributaria} \times N$$



Siendo:

N = Número de pisos soportados por la columna que se considera.

e) El área de una columna de concreto armado puede estimarse por la fórmula:

$$A_c = \frac{P}{\alpha f'_c}$$

Siendo α un factor que toma en cuenta el mayor efecto de la acción sísmica sobre las columnas esquineras y de borde, así como también el hecho desfavorable de la menor dimensión de esas columnas.



En la práctica se emplean frecuentemente las siguientes expresiones:

Columnas esquineras:

$$A_c = \frac{P}{0.20 f'_c}$$

Columnas de borde:

$$A_c = \frac{P}{0.25 f'_c}$$

Columnas centrales:

$$A_c = \frac{P}{0.28 f'_c}$$

f) Conocida el área se fijan las dimensiones por razones arquitectónicas y de rigidez.

11.6.2.3 DESPLAZABILIDAD

Si se predimensionan las vigas y columnas en la forma antes señalada, un edificio de luces normales no deberá tener problemas para resistir las cargas verticales y horizontales en forma económica. Sin embargo, es conveniente limitar las deformaciones del edificio bajo fuerzas horizontales, a fin de evitar daños a frisos, tabiques, etc..

El desplazamiento relativo de un piso con respecto a otro puede calcularse por medio de la siguiente fórmula, derivada del método de rotaciones:

$$\delta = \frac{Th^2}{12 E_d} \left(\frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_v} \right)$$



Siendo:

δ = Desplazamiento relativo

T = Fuerza cortante en el nivel considerado

h = Altura de piso

E_d = Módulo de elasticidad dinámico (para el concreto: $E_d = 21000 / f_c^{1/4}$)

K_c = Sumatoria de los valores K de las columnas del piso.

K_v = Sumatoria de los valores K de las vigas del nivel donde se aplica T .

$$K = \frac{I}{L}$$

11.6.2.4 DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE VIGAS ANTISISMICAS.

Se acostumbra hacer el cálculo de las dimensiones de estas vigas, no por carga vertical que en ellas es muy pequeña, sino por el criterio de desplazabilidad, para lo cual puede usarse la fórmula anterior igualando δ al desplazamiento relativo permitido y despejando $\sum K_v$.

11.6.3 COMPARACION DE ALTERNATIVAS

Puede resultar conveniente disponer de un procedimiento rápido que permita comparar diversas alternativas, a fin de escoger la que resulte más económica, o se considera más adecuada.

Dada una determinada planta, para un uso específico y ya escogido el material de la estructura, el área total de las columnas no



cambiará sustancialmente por modificaciones en las luces o en la disposición de los elementos estructurales de la planta, pues dicha área de columnas es función principalmente de la carga total que actúa sobre ellas. En cambio, el material de las vigas si puede reducirse con una adecuada estructuración.

Puede demostrarse fácilmente, que en vigas de igual escuadría las áreas están en proporción a la raíz cúbica del cuadrado de los momentos resistentes:

$$\frac{A_1}{A_2} = \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^{2/3}$$

11.6.4 PLANOS INDICE

Una vez adoptada una solución estructural que satisfaga las exigencias de la arquitectura, y las de resistencia y rigidez, se pueden elaborar los planos índices de las diversas plantas, donde se representan los diversos elementos estructurales de cada uno de los pisos distintos del edificio.

11.6.5 DIMENSIONAMIENTO DEFINITIVO

Después de adoptada definitivamente una solución estructural, que satisfaga las exigencias arquitectónicas y económicas; así como las exigencias de las normas de desplazabilidad según lo explicado antes, se procede al dimensionamiento definitivo, mediante el empleo de procedimientos más precisos o rigurosos que los indicados para el dimensionamiento preliminar.

En edificios poco importantes se omite el dimensionamiento preliminar y se trabaja directamente en el definitivo.



Para proceder a dimensionar las vigas y columnas es necesario el análisis previo de las losas con objeto de conocer con precisión las reacciones o cargas que producen sobre las vigas, pudiéndose hacer un cálculo más exacto.

11.6.5.1 DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS DE CARGA

El procedimiento que se sigue en la práctica para el dimensionamiento definitivo, puede resumirse en los siguientes pasos:

Determinación de las cargas sobre las vigas así:

- Reacciones producidas por las losas según análisis previo de ellas.

Peso propio de las vigas basándose en las dimensiones obtenidas en el estudio preliminar.

Peso de las paredes. Debe incluirse como carga sobre las vigas, el peso de las paredes que actúen directamente sobre ellas, aunque se halla considerado peso de tabiques en el cálculo de las losas.

- Cálculo de los momentos de empotramiento producidos en cada uno de los tramos por las cargas calculadas antes.
- Determinación de las dimensiones de las vigas a partir del momento de empotramiento que se considere como más representativo y atendiendo a razones arquitectónicas o constructivas para fijar la escuadría.
- Cálculo de las reacciones isostáticas de las vigas sobre las columnas, las cuales se usarán posteriormente para el dimensionamiento de dichas columnas.



11.6.5.2 DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SISMICAS

Generalmente no es necesario un nuevo dimensionamiento de ellas, manteniéndose los valores obtenidos en el estudio preliminar.

Si se hubieren introducido modificaciones al esquema original de la estructura, se hará el dimensionamiento de las vigas antisísmicas siguiendo el procedimiento indicado en el dimensionamiento preliminar.

11.6.5.3 DIMENSIONAMIENTO DEFINITIVO DE COLUMNAS.

Se hace a partir de las reacciones isostáticas de las vigas, calculadas como se explicó en el punto anterior.

11.6.5.4 CONTROL DE DESPLAZABILIDAD.

Si ha habido cambios grandes de luces o dimensiones en relación con el dimensionamiento preliminar, deberá hacerse un control de desplazabilidad en la forma ya estudiada.

11.6.5.5 PLANOS INDICE.

Es una práctica recomendable incluir en los planos índice a que se hizo referencia antes, anotaciones con las dimensiones definitivas de las vigas de carga y antisísmicas de los niveles representados.



11.7 RECOMENDACIONES GRAFICAS SOBRE ESTRUCTURACION

Como ya se ha dicho, resulta difícil establecer reglas concretas de estructuración de edificios. Para ejemplificar mejor los criterios aquí recomendados se incluyen a continuación una serie de gráficos con soluciones consideradas inadecuadas y las recomendaciones para una mejor estructuración.

Al final se incluyen ejemplos de estructuras de algunos edificios altos que se consideran interesantes en relación con los criterios que se han venido exponiendo.

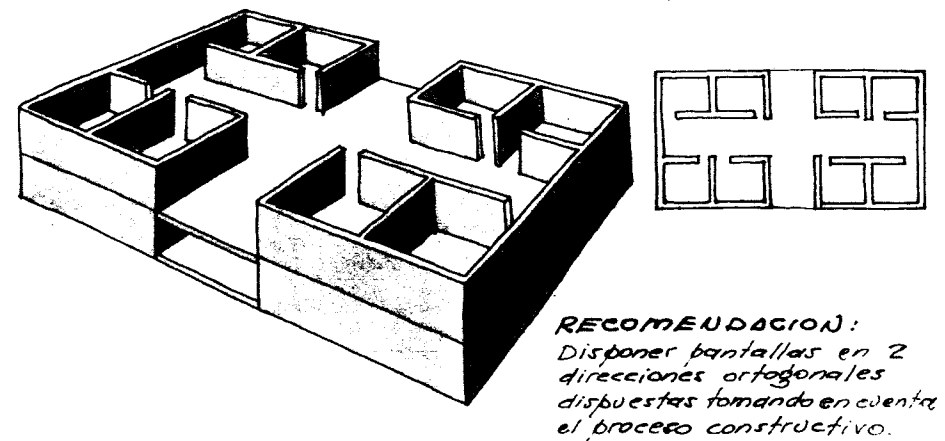
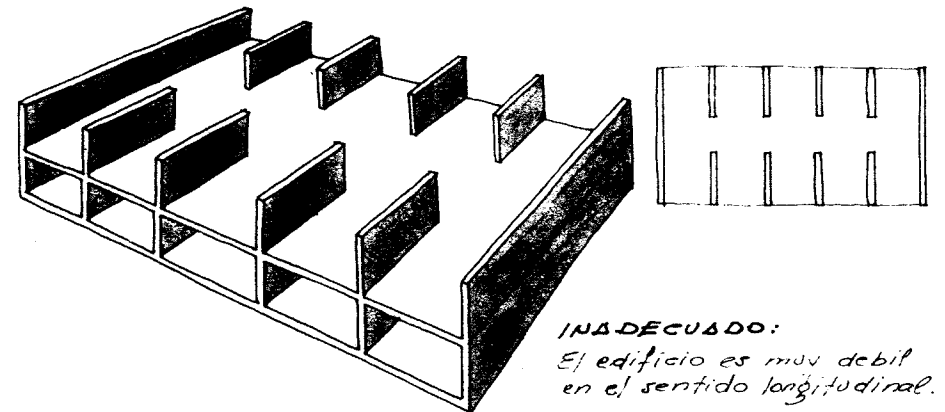


FIGURA 11.1

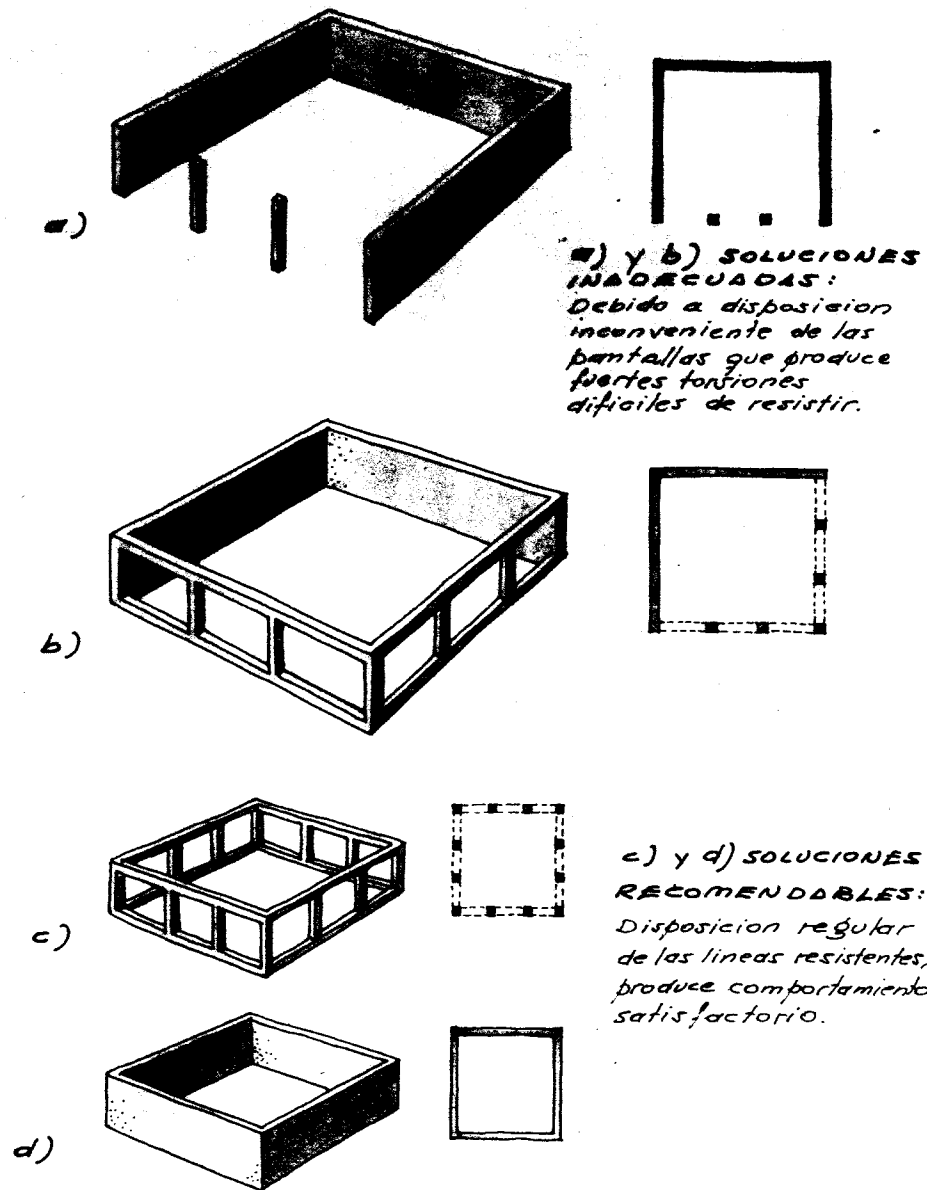


FIGURA 11.2

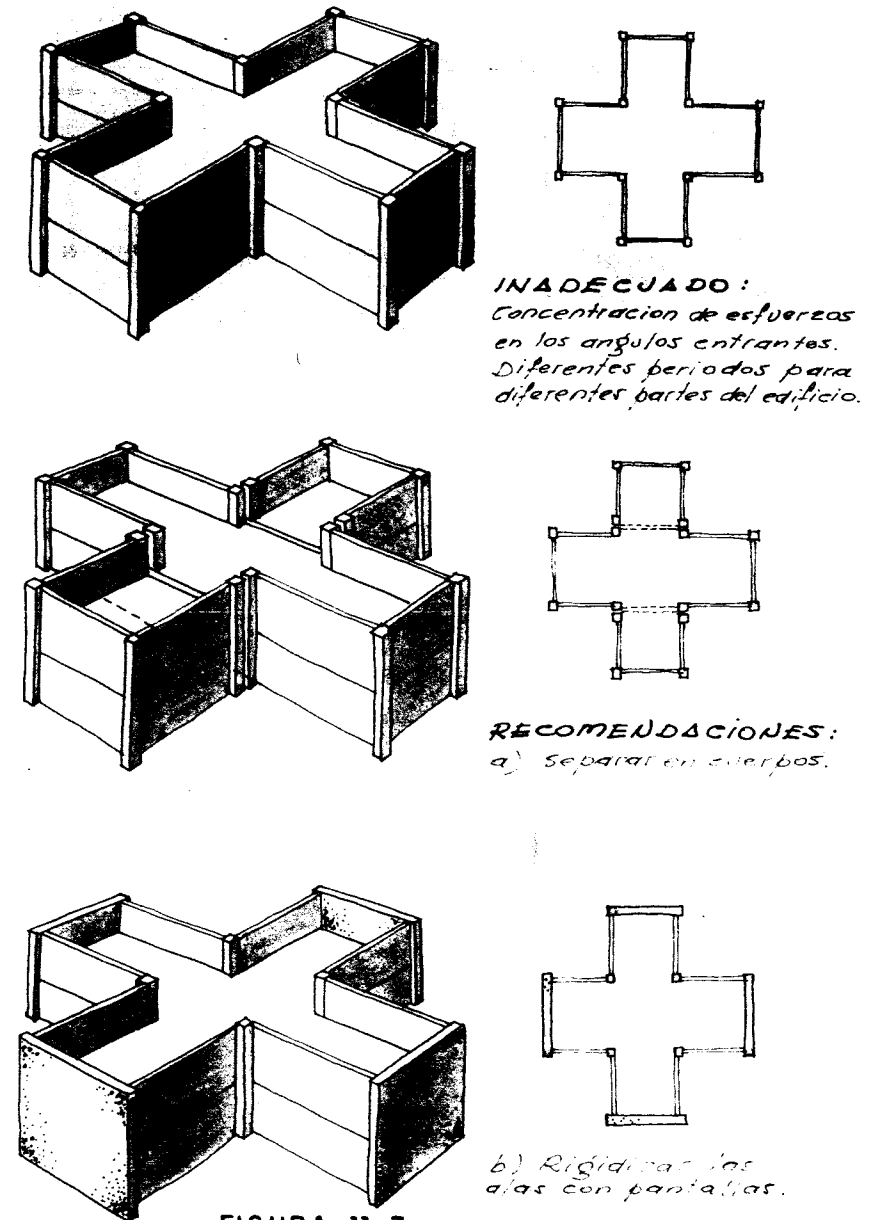
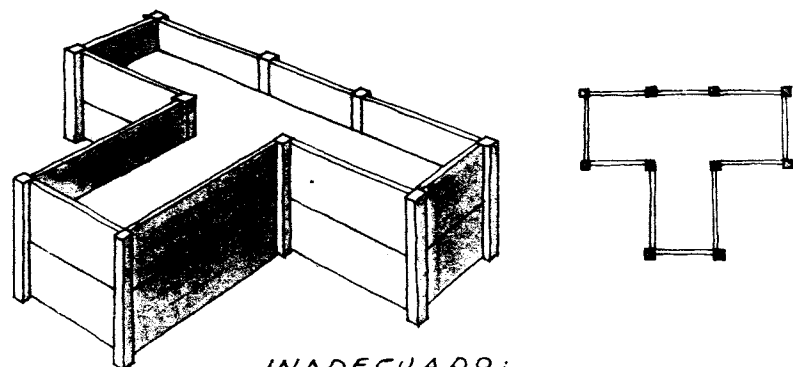
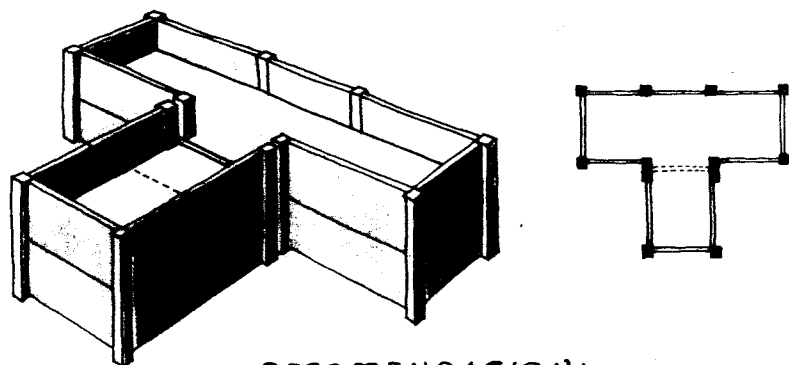


FIGURA 11.3

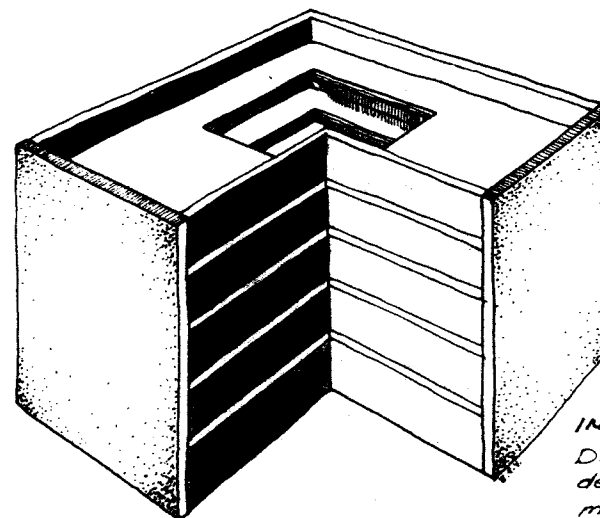


INADECUADO:
Concentración de esfuerzos en
los ángulos entrantes.
Diferentes periodos para
diferentes partes del edificio.

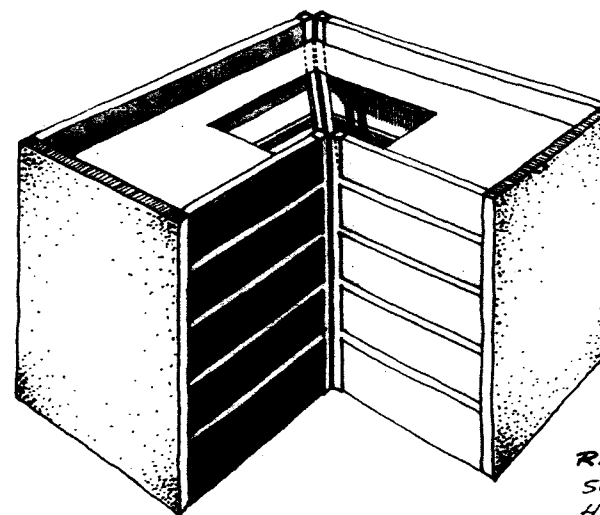


RECOMENDACION:
Separar en cuerpos.

FIGURA 11.4

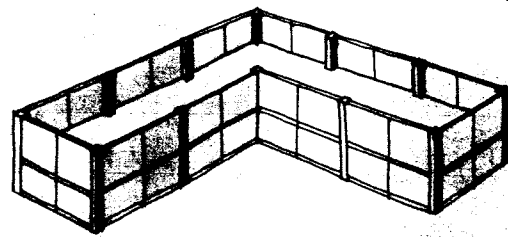


INADECUADO:
Diafragma rígido
debilitado en zona
mas critica.

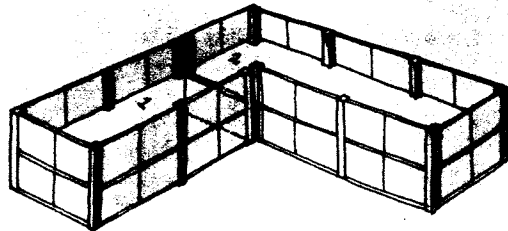


RECOMENDACION:
Separar en cuerpos.
Hacer analisis
inelastico.

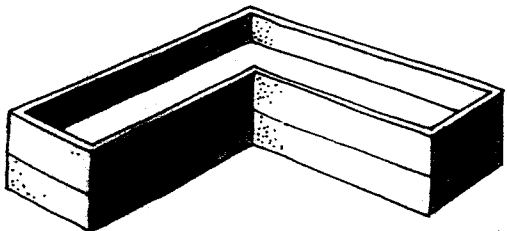
FIGURA 11.5



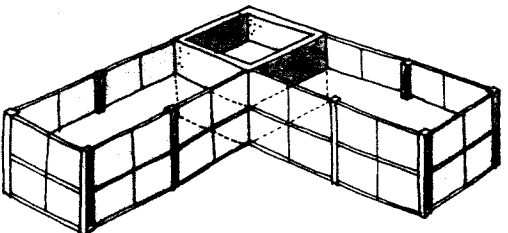
INADECUADO:
Concentración de fuerzas
en el entrante.
Diferentes periodos para
diferentes partes del edificio.



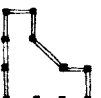
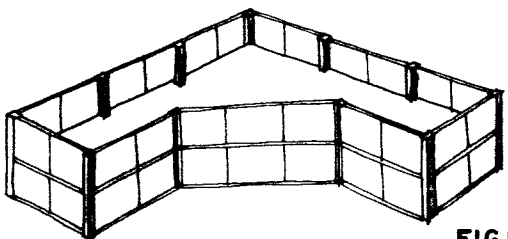
RECOMENDACIONES:
Separar en cuerpos.



Edificio muy rígido.

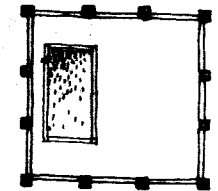
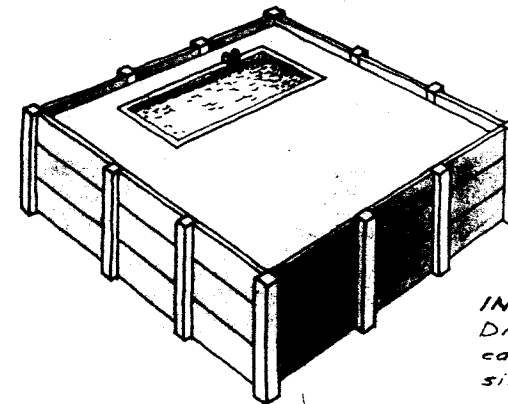


Núcleo rígido en zona de
concentración de esfuerzos.

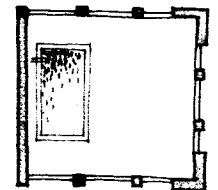
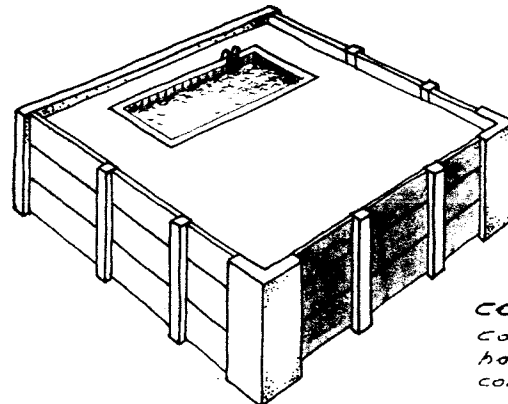


Aumento de dimensiones
en el ángulo entrante.

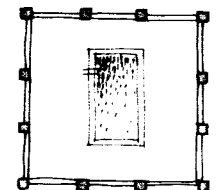
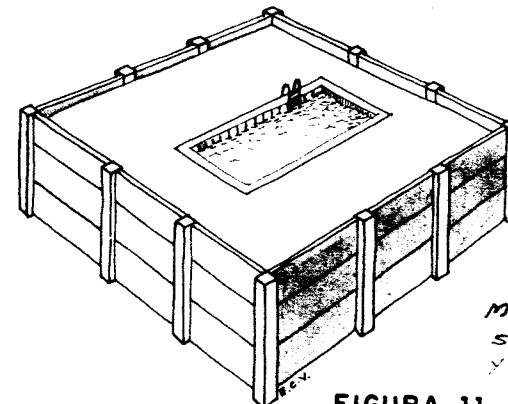
FIGURA 11.6



INADECUADO:
Disposición asimétrica de
cargas. Disposición
simétrica de rigideces.



CORRECTO:
Concentración de rigideces
hacia el sitio donde se
concentran las cargas.



MÁS RECOMENDABLE:
Simetría de cargas
y rigideces.

FIGURA 11.7

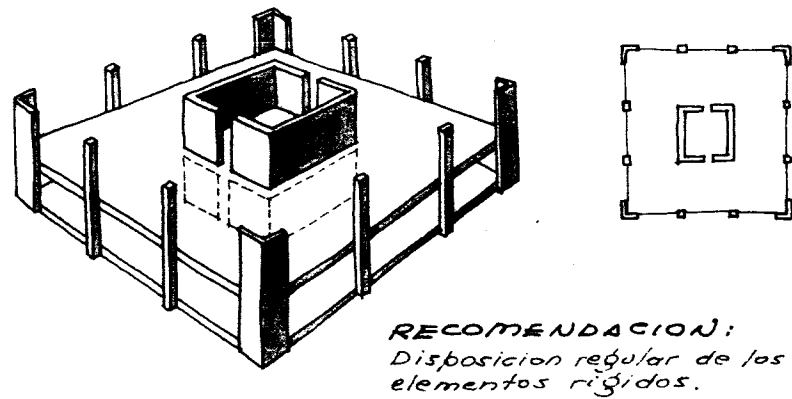
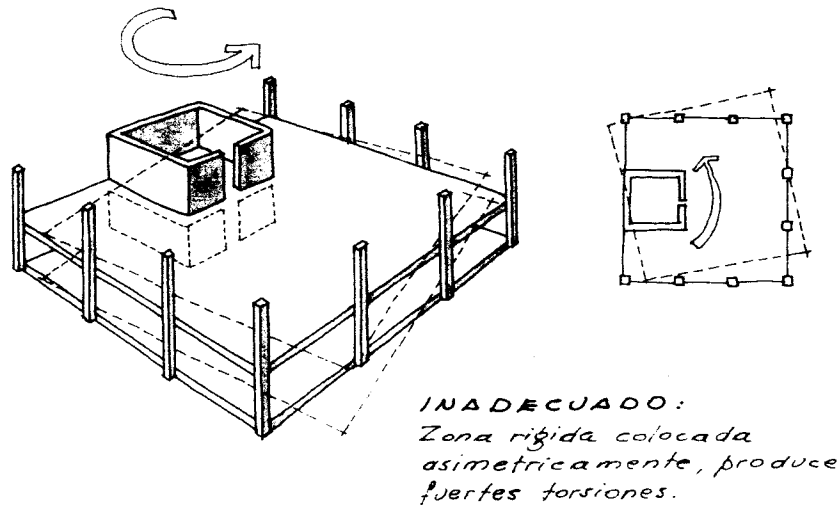
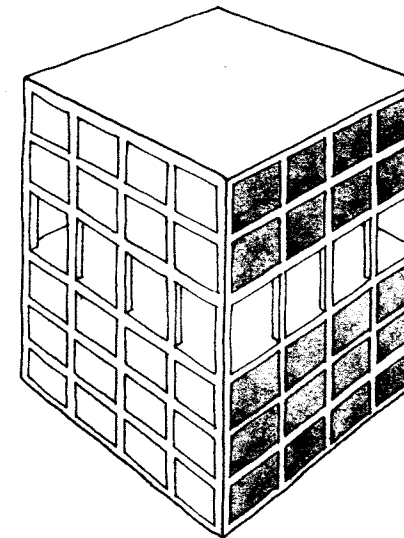
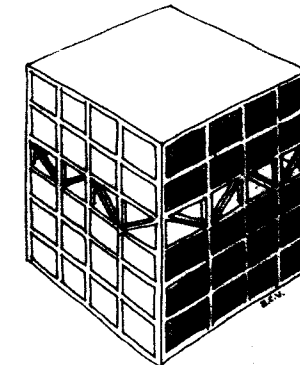
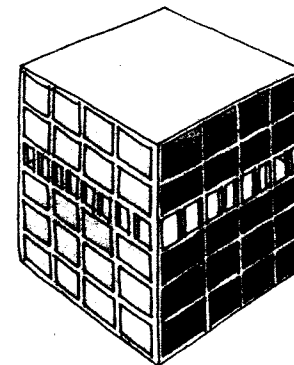


FIGURA 11.8

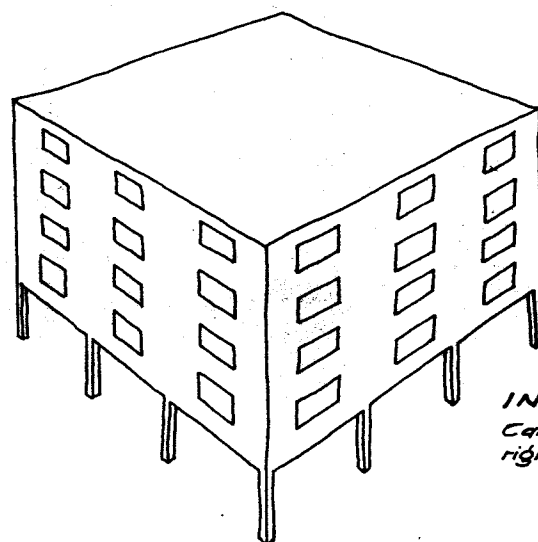


INADECUADO:
Cambio brusco de
rigideces en un
nivel intermedio.

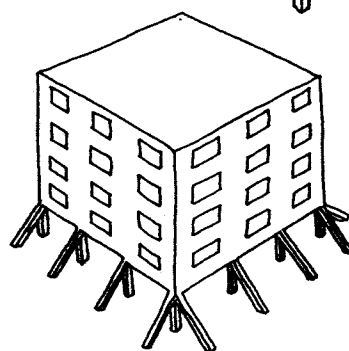


CORRECTO:
Diseñar elementos
adicionales de rigidación.

FIGURA 11.9



INADECUADO:
*Cambio brusco de
rígideces en planta baja.*



CORRECTO:
*Diseñar elementos adicionales
de rigidización que pueden
tener diversas disposiciones.*

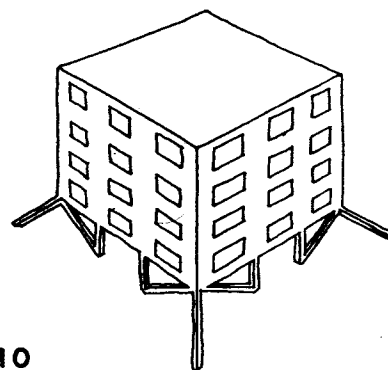
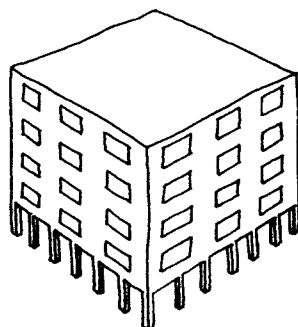
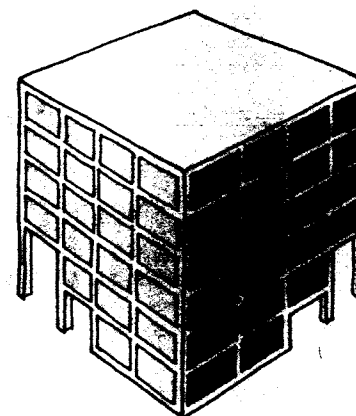
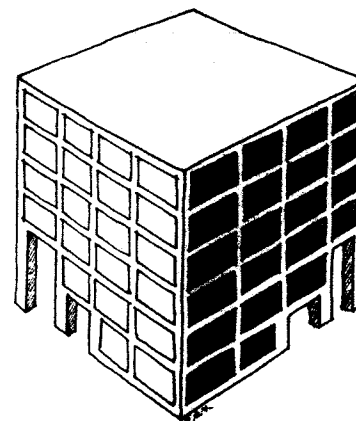
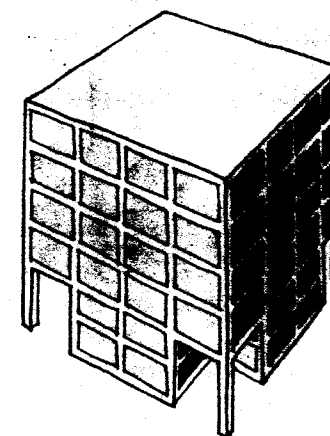


FIGURA 11.10



INADECUADO:
*Irregularidades y cambios
bruscos en la disposición de
vigas y columnas.*



CORRECTO:
*Aumento de rigidez en
las zonas irregulares.*

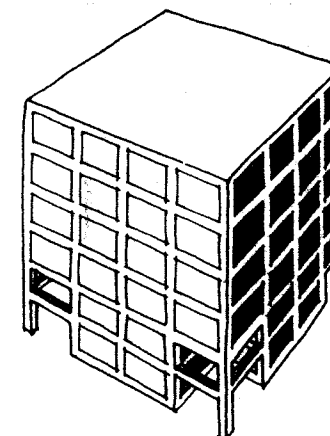
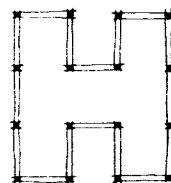
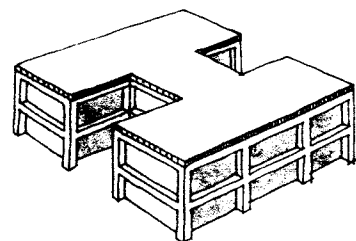
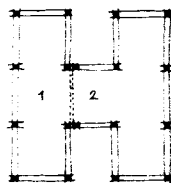
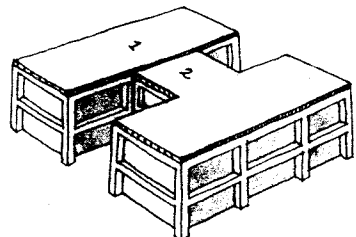


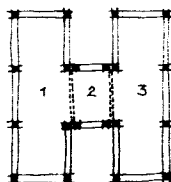
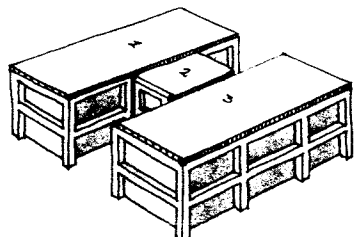
FIGURA 11.11



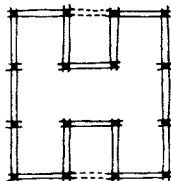
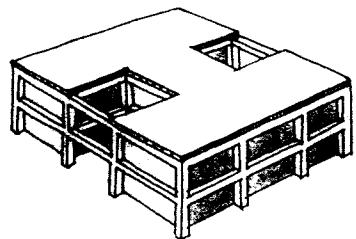
INADECUADO:
Concentración de esfuerzos en ángulos entrantes.
Diferentes periodos en diferentes partes del edificio.



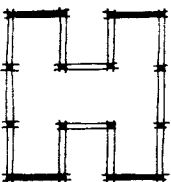
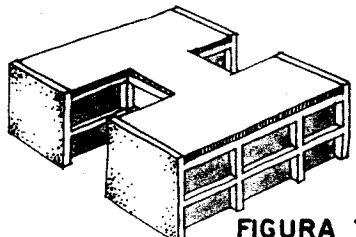
RECOMENDACIONES:
a) Separar en 2 cuerpos.



b) Separar en 3 cuerpos. Si no se llega a una exagerada esbeltez.

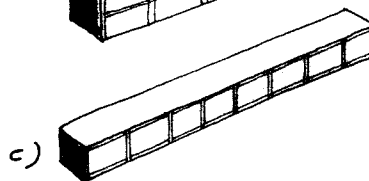
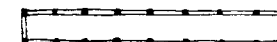
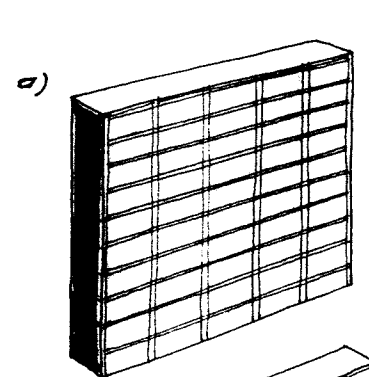


c) Enlazar las alas del edificio con vigas.

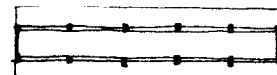
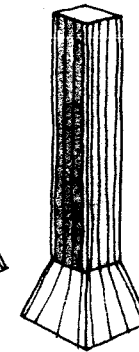
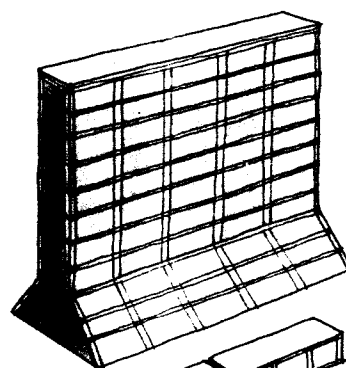


d) Rigidizar las alas con pantallas.

FIGURA 11.12

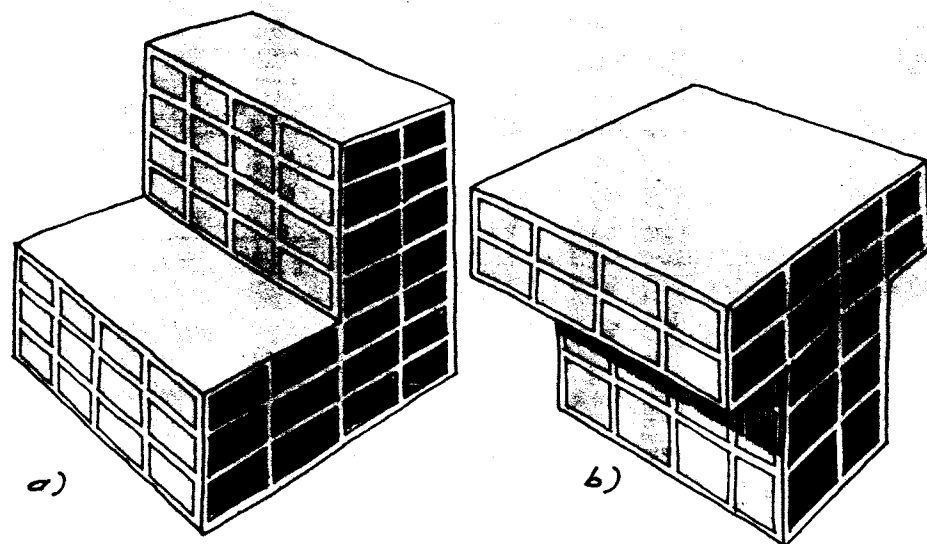


INADECUADO:
a) y b) Exagerada esbeltez
c) Planta muy alargada.



RECOMENDACIONES:
a) y b) Base ensanchada para reducir esbeltez.
c) División en cuerpos.

FIGURA 11.13



INADECUADO:

Concentración de fuerzas en los entrantes. Diafragma sometido a esfuerzos elevados en los cambios de dimensión.

RECOMENDACIONES:

caso a) Separar en cuerpos

caso b) Sistema estructural que reduzca el efecto de los remetimientos.

Hacer análisis dinámico.

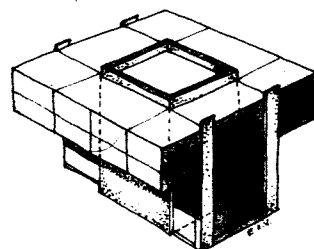
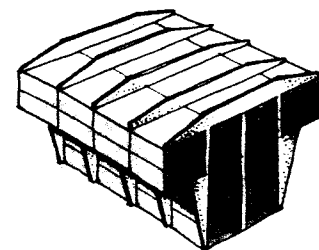
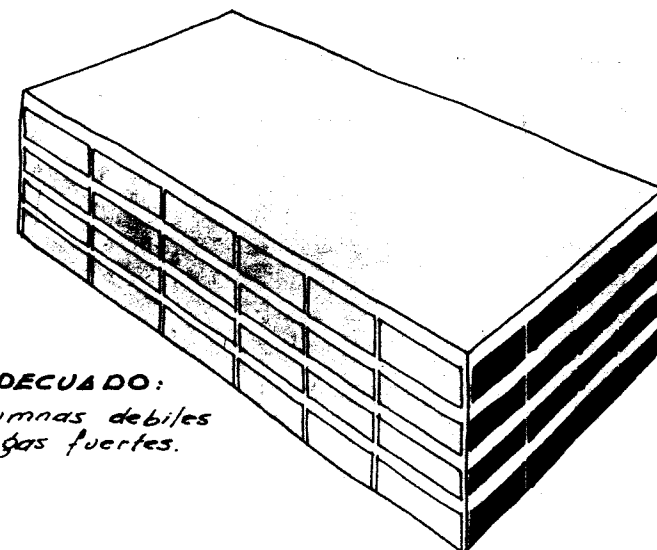
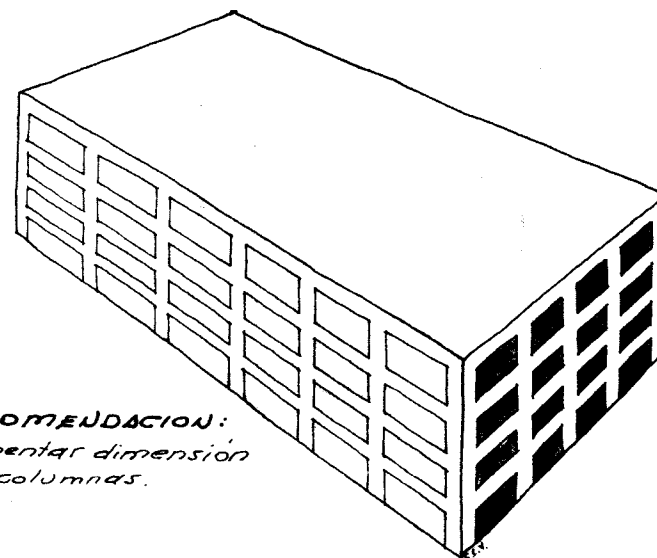


FIGURA 11.14



INADECUADO:

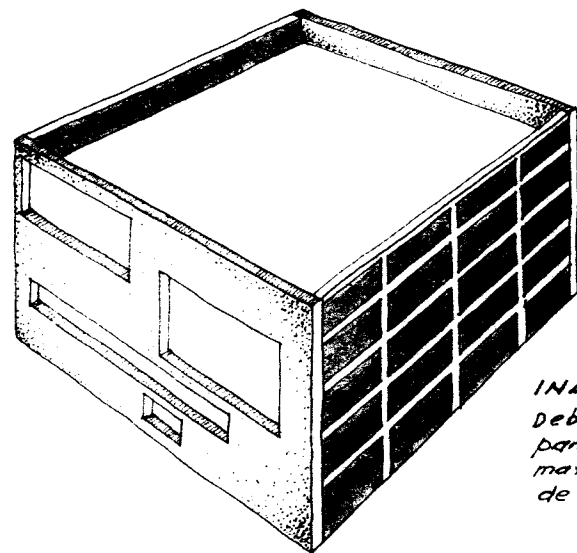
Columnas débiles y vigas fuertes.



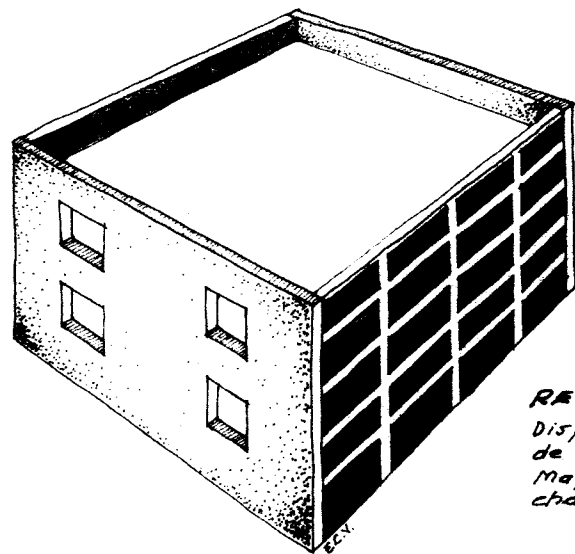
RECOMENDACION:

Aumentar dimensión de columnas.

FIGURA 11.15

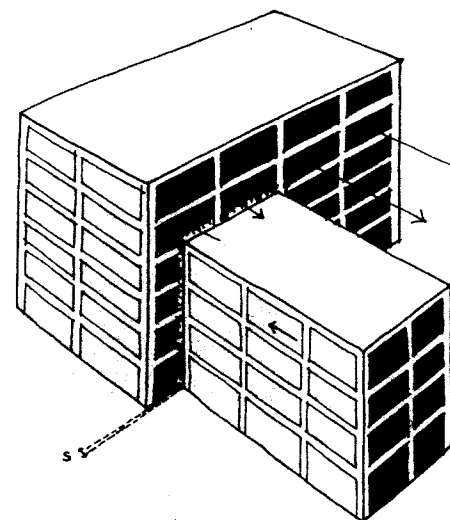


INADECUADO:
Debilitamiento de la
pantalla en puntos de
maxima transferencia
de fuerzas.

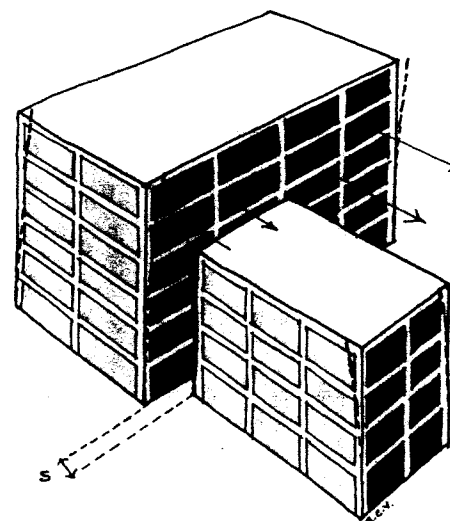


RECOMENDACION:
Disposicion regular
de aberturas.
Mayor area aprove-
chable de pantallas.

FIGURA 11.16

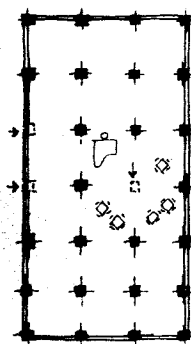
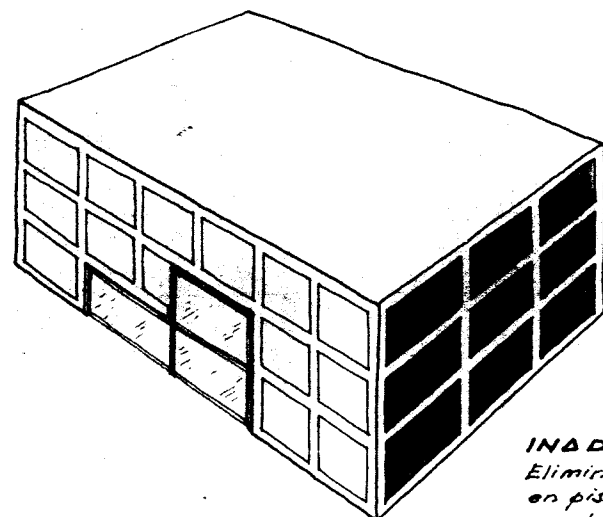


INADECUADO:
Edificios demasiado
pegados; posibilidad de
golpeteo en caso de
sismo.

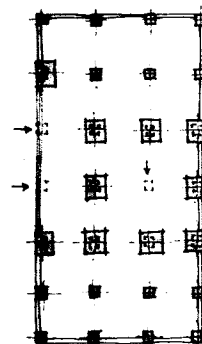
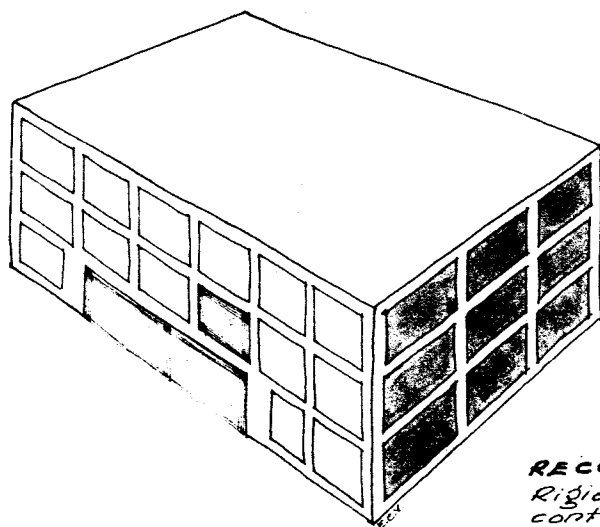


RECOMENDACION:
Separar los cuerpos la
distancia necesaria
para permitir vibra-
ciones en sentidos
opuestos en caso de
sismo.

FIGURA 11.17

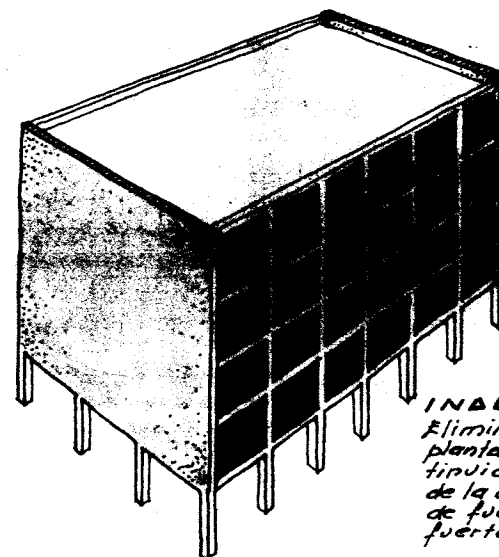


INADECUADO:
Eliminación de columnas
en pisos bajos producen
cambios bruscos de rigidez.

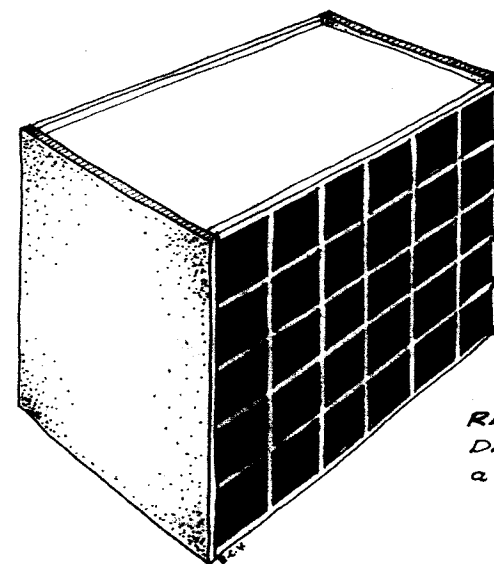


RECOMENDACION:
Rigidizar columnas
contiguas a la zona
de columnas eliminadas.

FIGURA 11.18

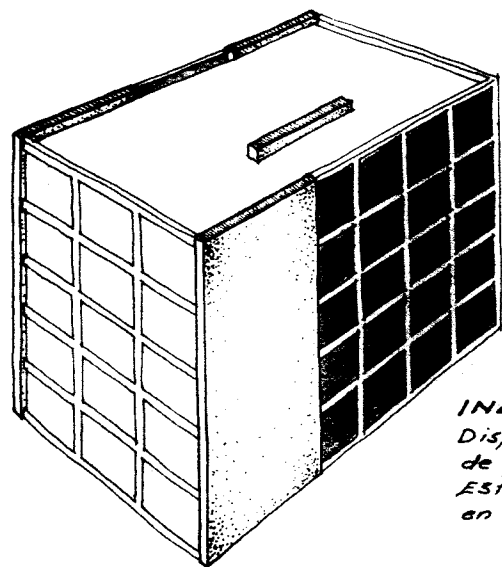


INADECUADO:
Eliminación de pantallas en
planta baja produce discon-
tinuidad en las trayectorias
de la carga y concentración
de fuerzas en elementos
fuertemente cargados.

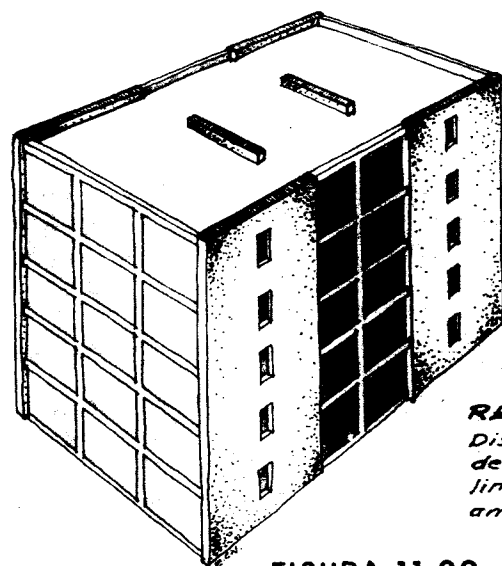


RECOMENDACION:
Dar continuidad
a las pantallas.

FIGURA 11.19



INADECUADO:
Disposicion inconveniente
de pantallas.
Estructura muy debil
en una direccion.



RECOMENDACION:
Disposicion regular
de pantallas. Proveer
lineas resistentes en
ambas direcciones.

FIGURA 11.20



CASA TORRE BREMEN-ALEMANIA

EDIFICIO DE MUROS ESTRUCTURALES
EN FORMA DE ABANICO.
EN ZONA SISMICA HUBIERA
REQUERIDO ELEMENTOS MAS
FUERTES Y RIGIDOS EN LA
FACHADA PRINCIPAL.

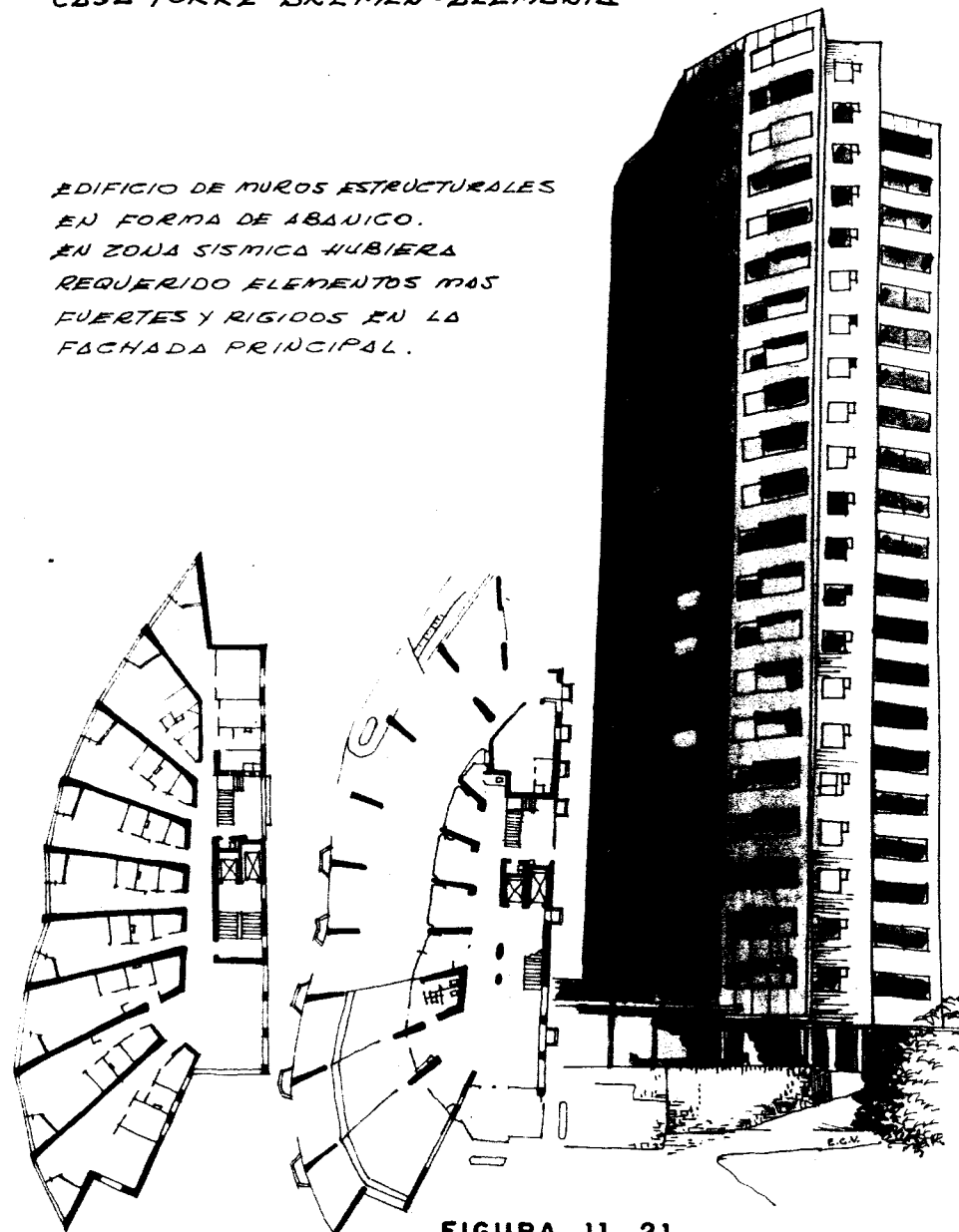
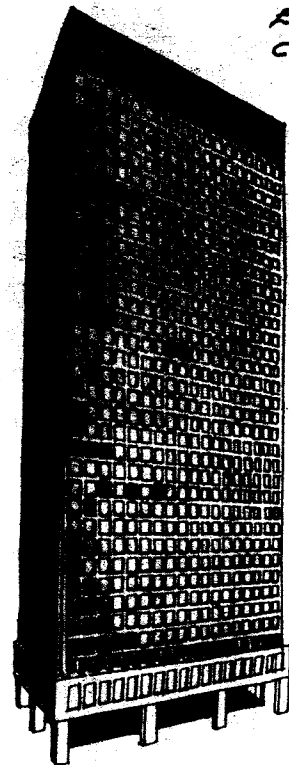


FIGURA 11.21



EDIFICIO BRUNSWICK. 38 PISOS
CHICAGO.

EDIFICIO CON FACHADA RESIS-
-TENTE Y TUBO INTERNO DE MU-
-ROS ESTRUCTURALES.
LA VIGA INFERIOR DE 7.2 mts.
DE ALTO CONSTITUYE UN ELE-
-MENTO DE TRANSICIÓN HACIA
LA PLANTA BAJA MENOS RIGIDA.
FUE DISEÑADA MEDIANTE
ESTUDIOS EN MODELOS

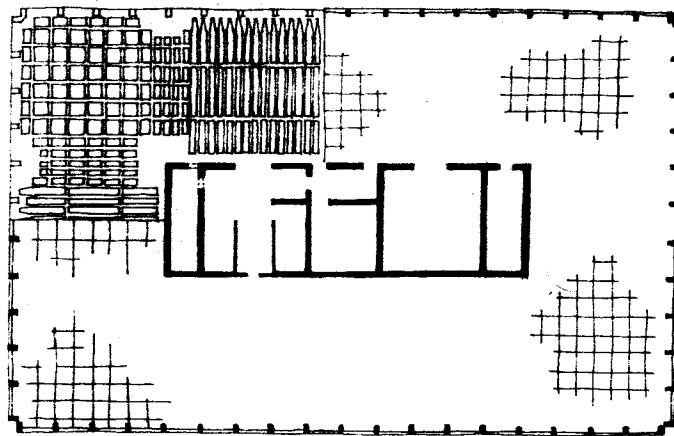
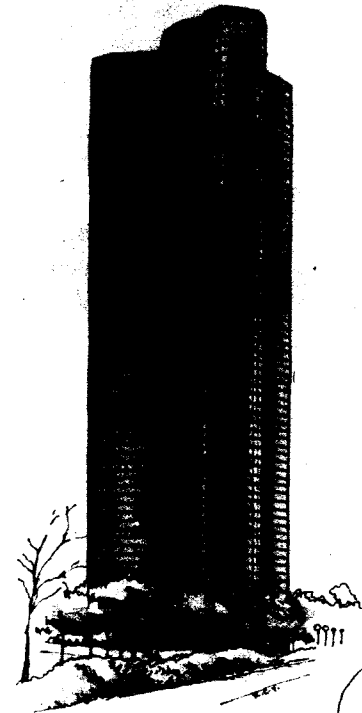


FIGURA 11. 22



LAKE POINT TOWER - CHICAGO

UNO DE LOS EDIFICIOS MAS ALTOS
DEL MUNDO EN CONCRETO ARMADO.
SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES
Y PORTICOS BIEN ORGANIZADO
A PESAR DE LA PLANTA DE FORMA
IRREGULAR.

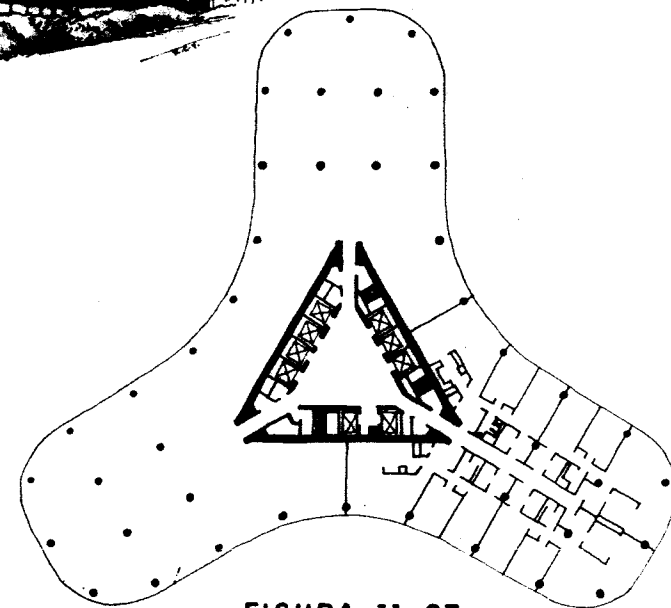
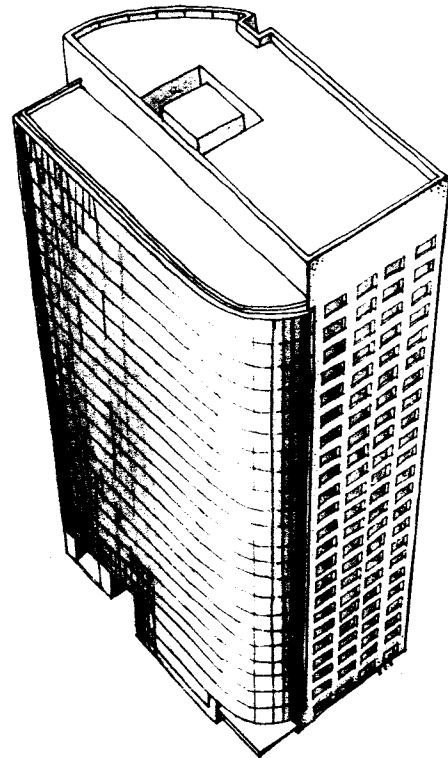


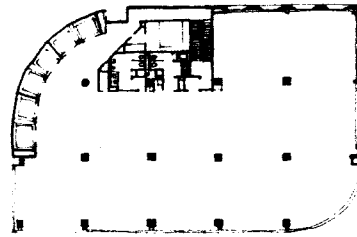
FIGURA 11. 23



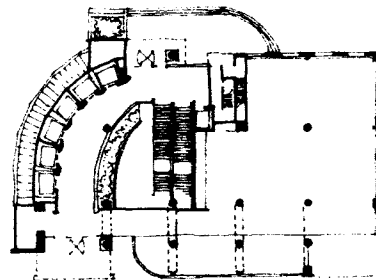
EIGHT PENN CENTER



PLANTA TIPO



PLANTA BAJA



OTRO EDIFICIO DE PLANTA IRREGULAR PERO CON UN SISTEMA ESTRUCTURAL BIEN ORGANIZADO, COMPUESTO POR MUROS ESTRUCTURALES Y PORTICOS.

EN ZONA SISMICA SE HUBIERA REQUERIDO UN MEJOR BALANCE DE RIGIDECES PARA CORTAR TORSION.

FIGURA 11.24



UNIDAD DE HABITACIONES - MARSELLA.

EDIFICIO APORTICADO CON PLANTA BAJA LIBRE SOBRE GRANDES COLUMNAS DE CONCRETO.
NO ESTA EN ZONA SISMICA.

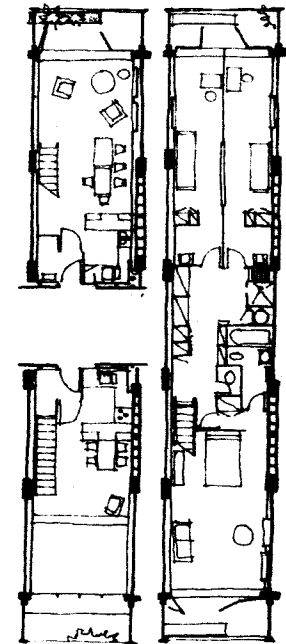
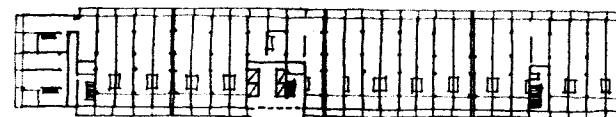
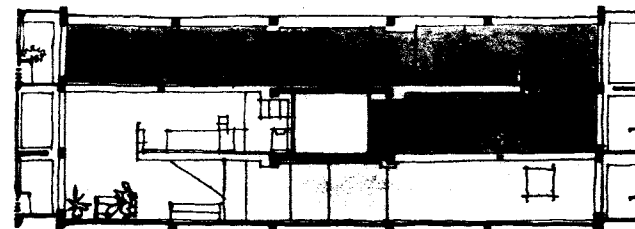
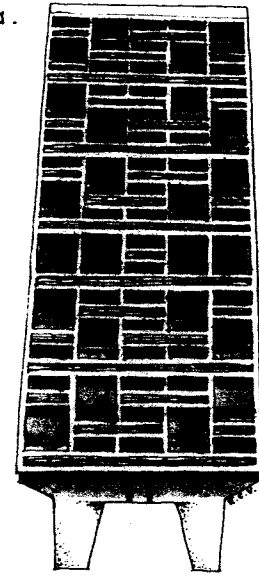


FIGURA 11.25

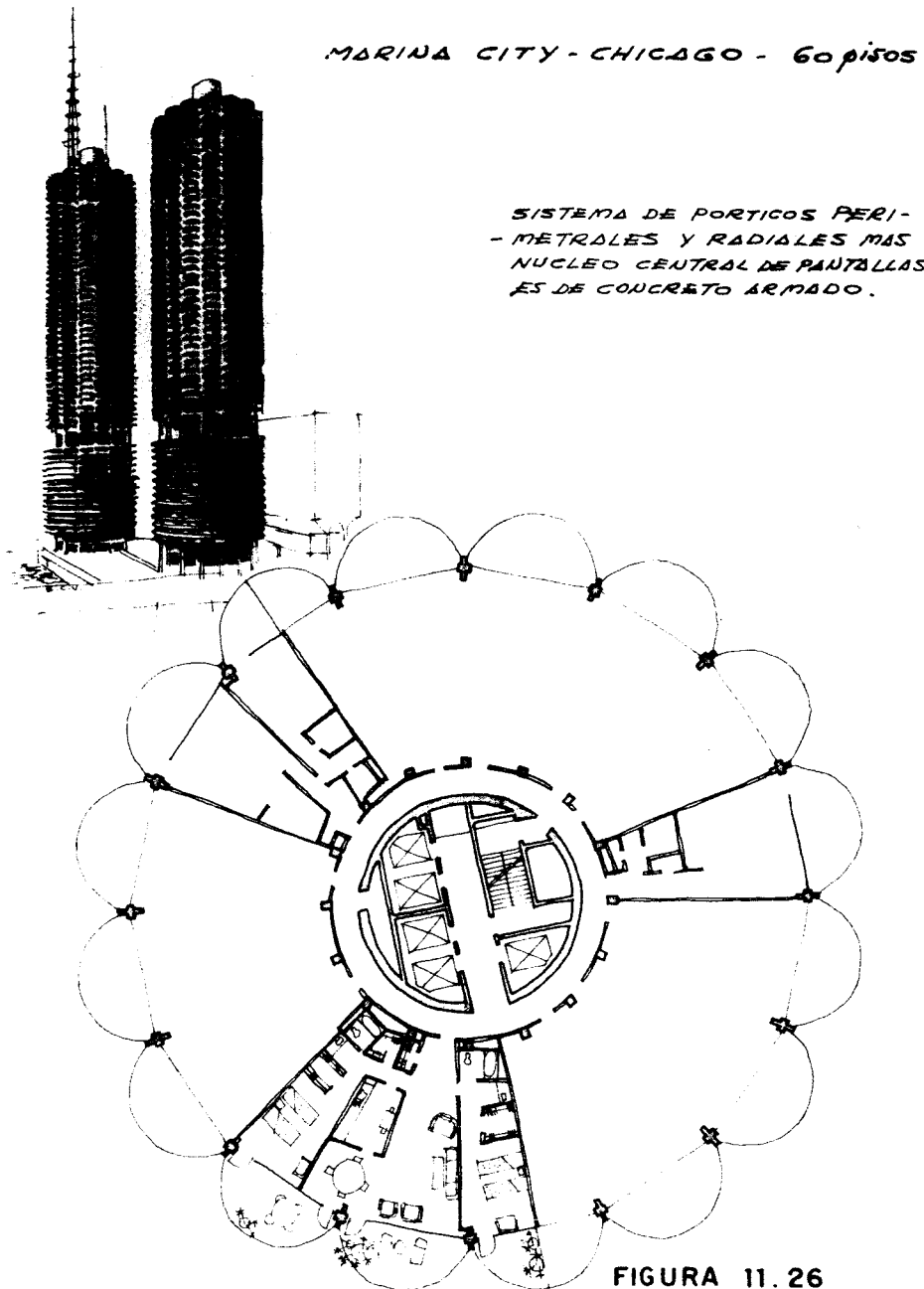


FIGURA 11.26

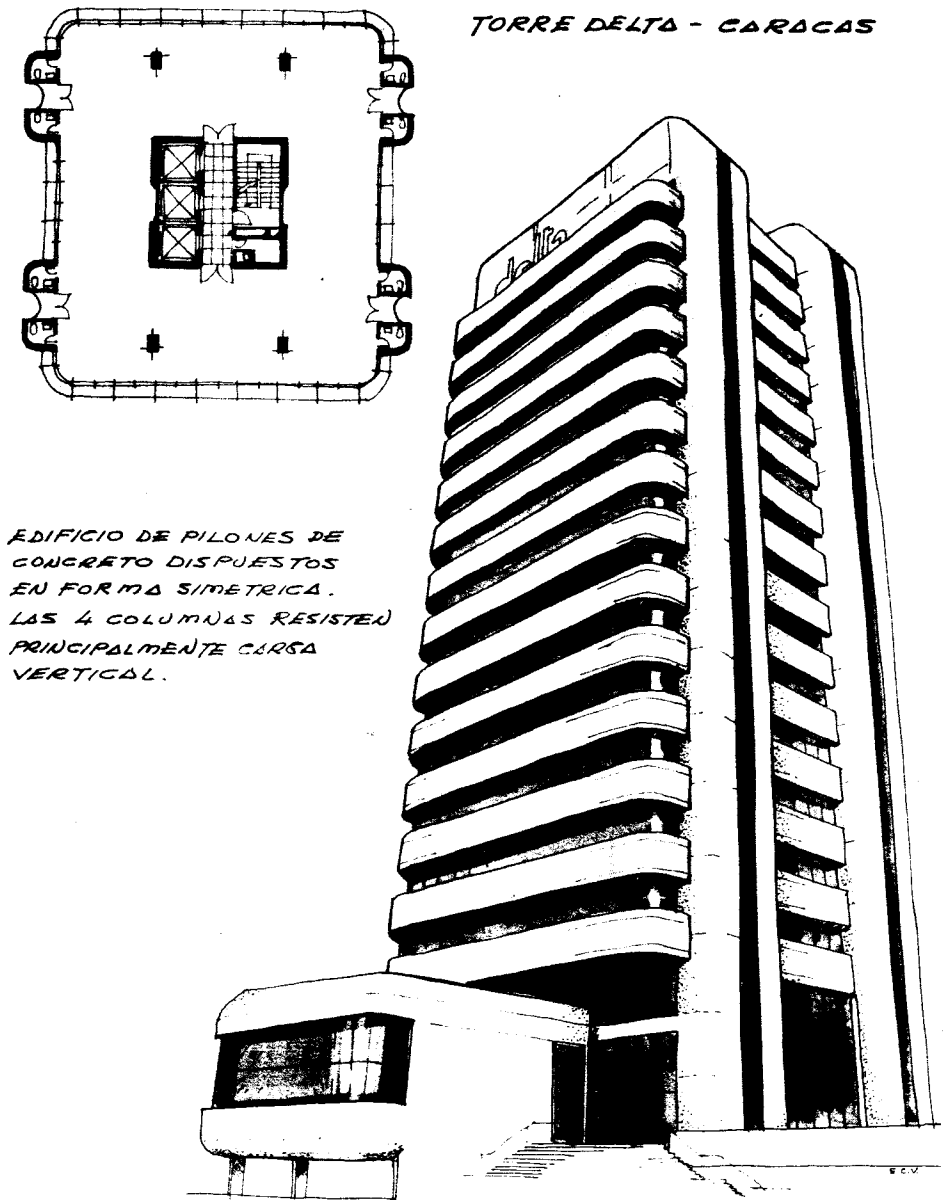


FIGURA 11.27



TORRE BRITANICA - CARACAS.

EDIFICIO CRUCIFORME DE
PORTICOS Y MUROS ESTRUCTURALES EN LOS EXTREMOS
DE LOS BRAZOS PARA UN
MEJOR BALANCE DE RIGIDECES.

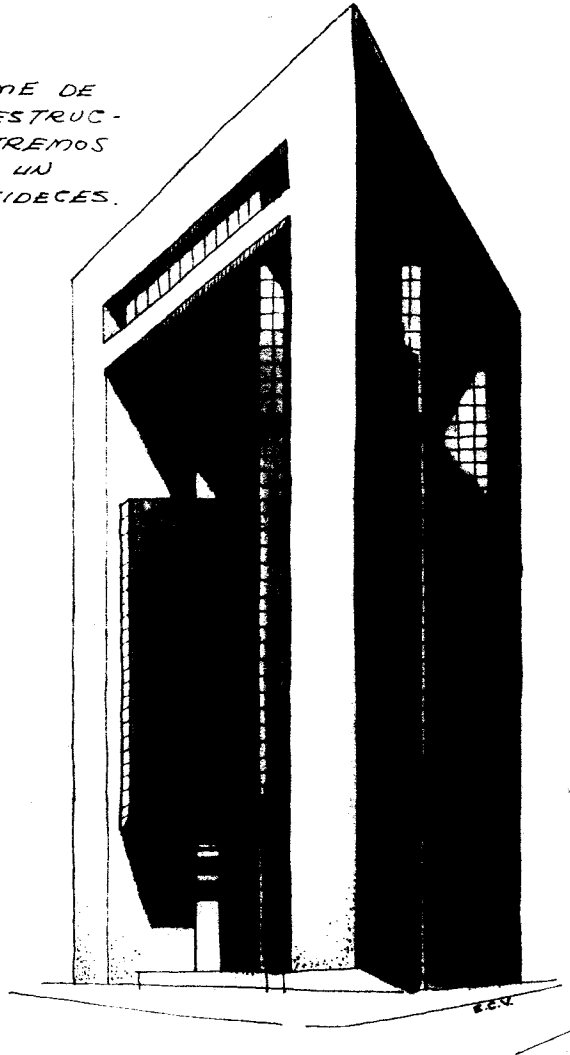


FIGURA 11.28



TORRE BRITANICA - CARACAS

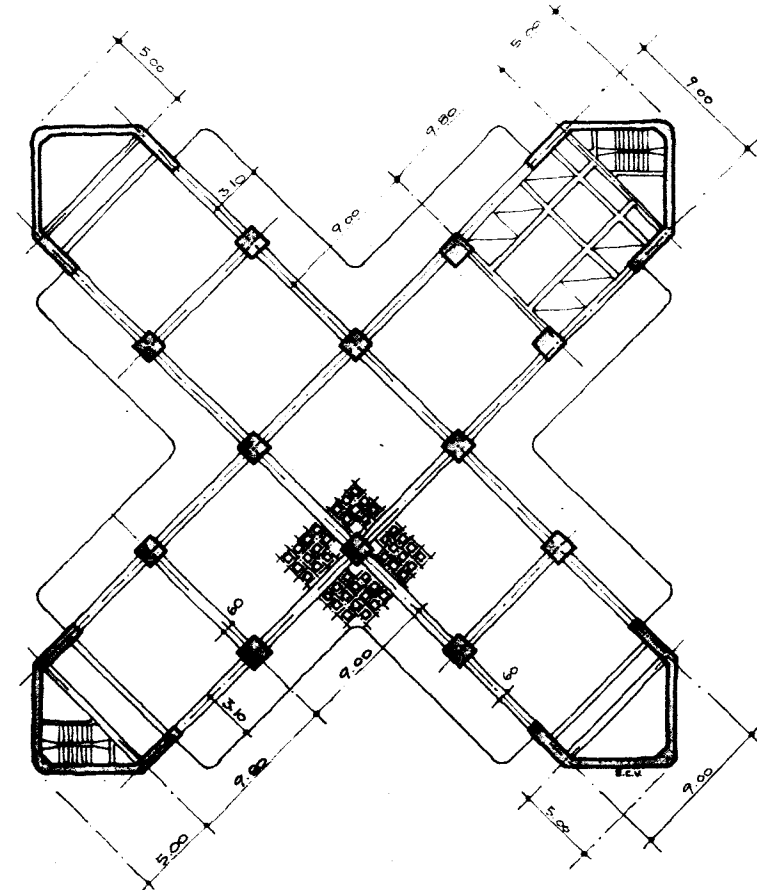


FIGURA 11.29



**EDIFICIO
BANCO CENTRAL**

EDIFICIO DE PORTICOS
MAS PANTALLAS.
SE APROVECHAN DE
MANERA EFICIENTE
LAS VENTAJAS DE AM-
-BOS SISTEMAS RESIS-
-TENTES.

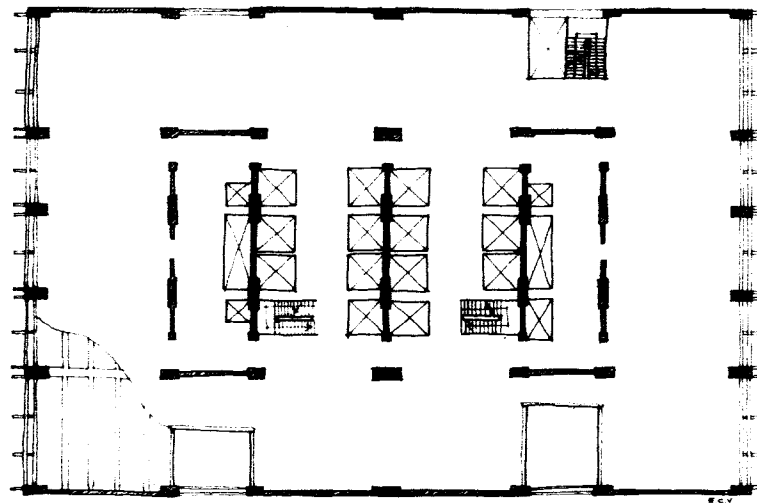
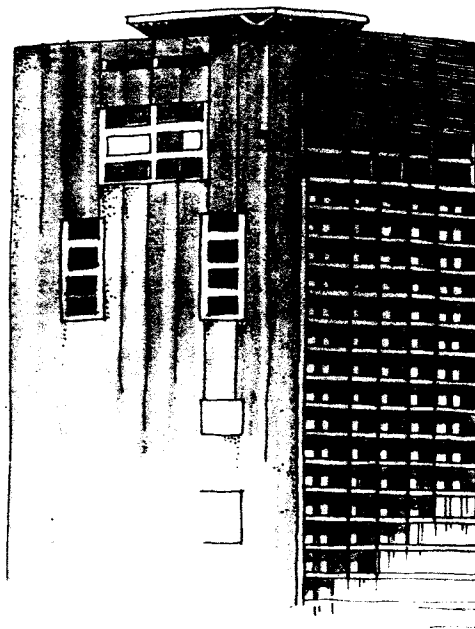


FIGURA 11.30



**EDIFICIO
BANCO CENTRAL - CARACAS**

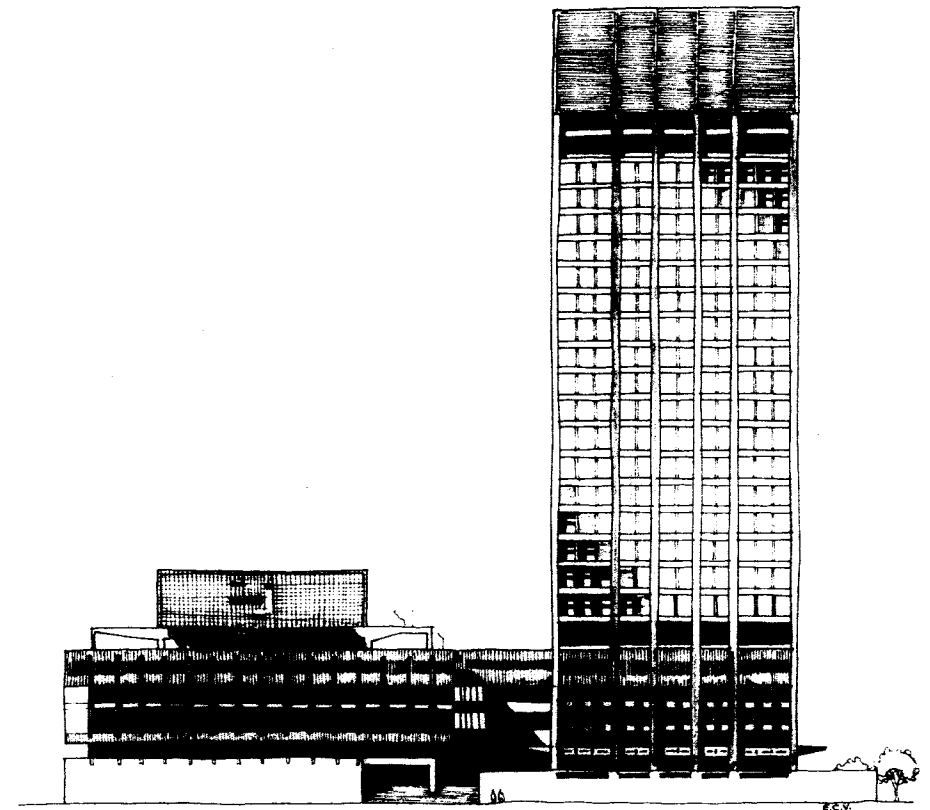


FIGURA 11.31



EDIFICIO BANCO METROPOLITANO

EDIFICIO DE PLANTA IRREGULAR
CON SEVERAS EXIGENCIAS ARQUI-
- TECTONICAS ; SOLUCION A BASE
DE PANTALLAS Y PORTICOS ADE-
- CUADAMENTE DISPUESTOS PARA
OBTENER BUENA RESISTENCIA
ANTISISMICA .

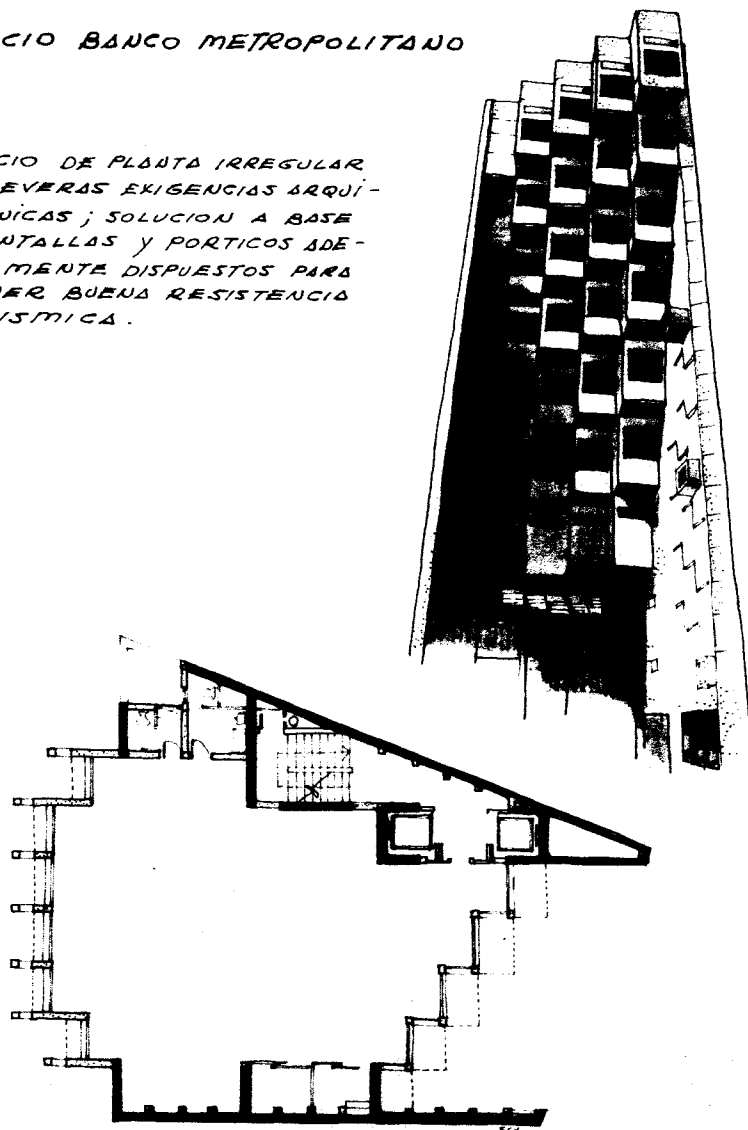


FIGURA 11.32



EDIFICIO BANCO METROPOLITANO - CARACAS

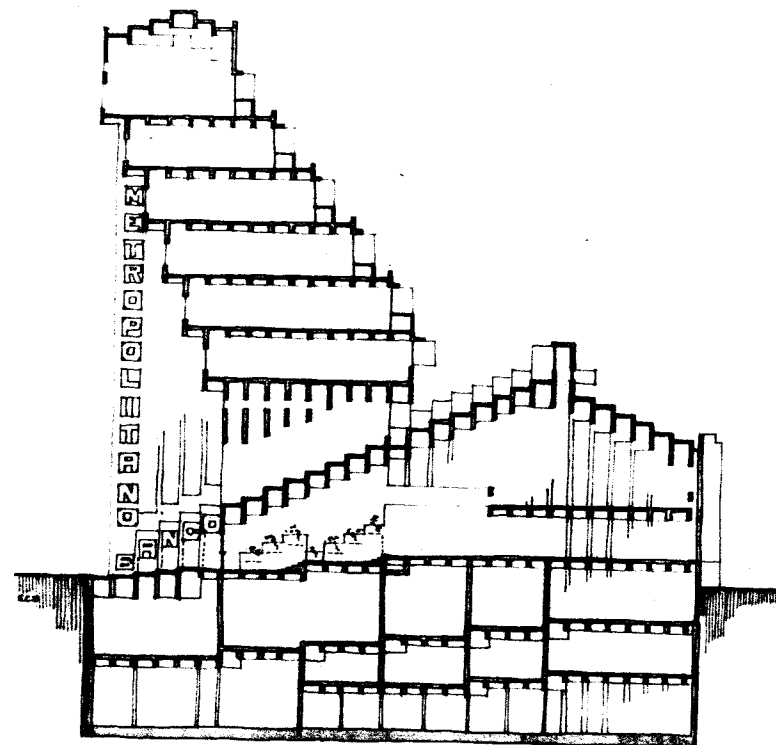


FIGURA 11.33

*Guía para el Uso de la Norma
para Edificaciones Antisísmicas
y Prescripciones Especiales para
el Diseño de Elementos
Estructurales*



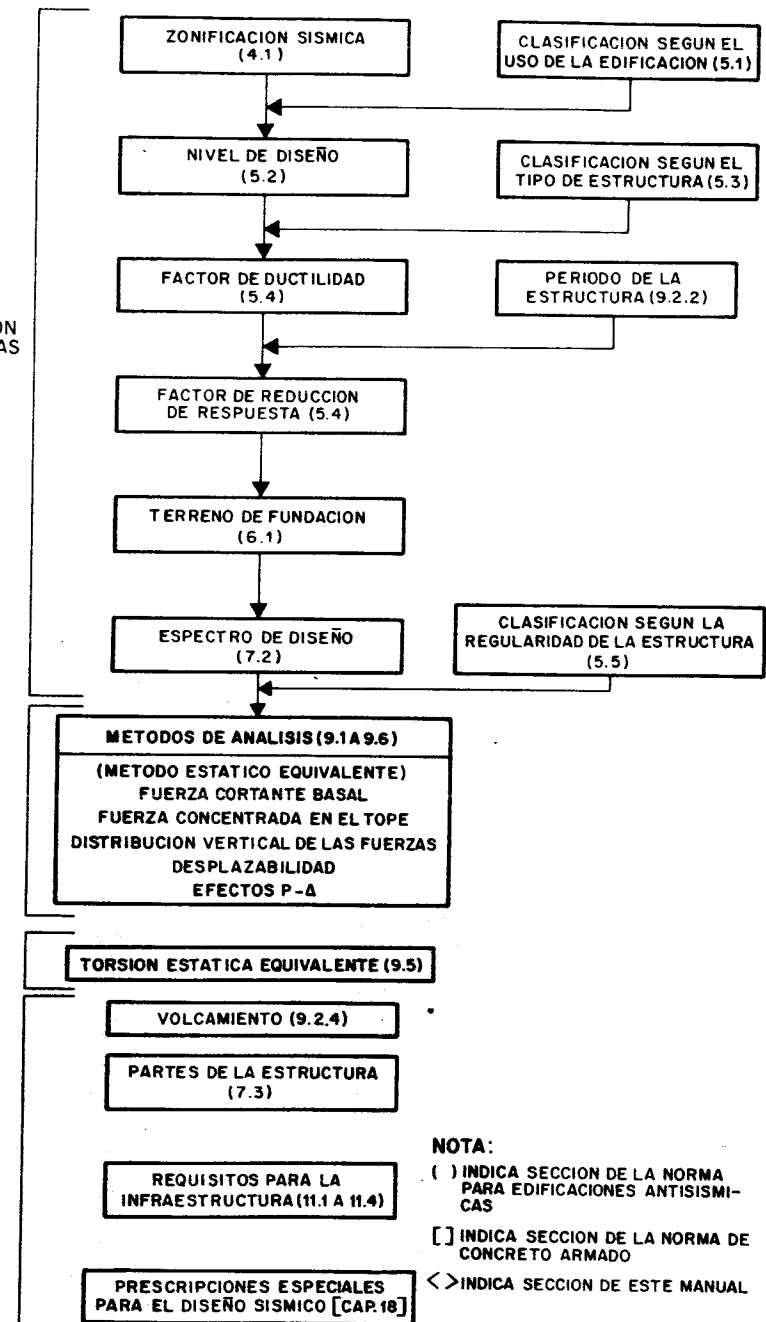
FLUJOGRAMA 12.1

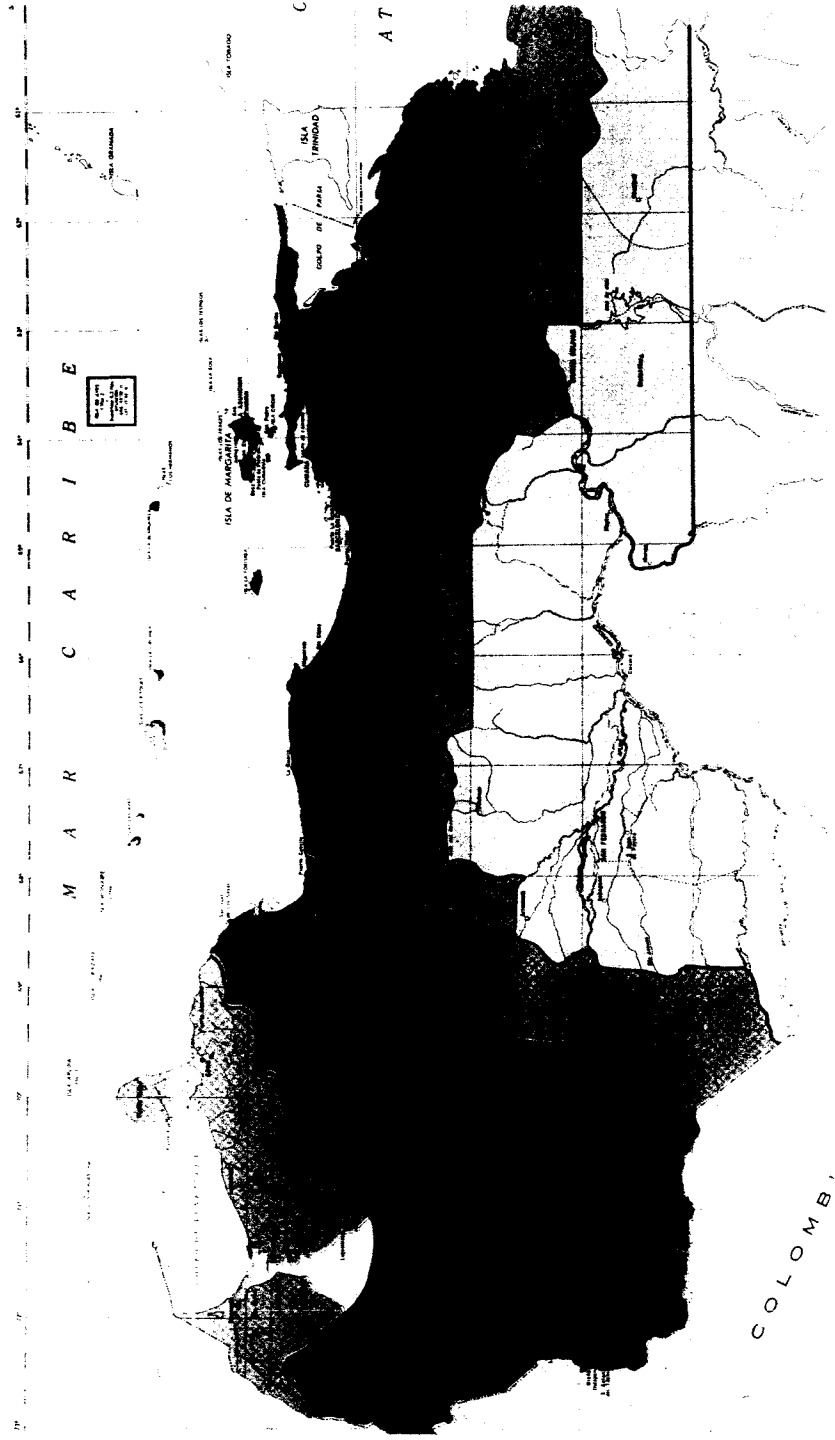
DETERMINACION
DE LAS FUERZAS
LATERALES

TRASLACION
PURA

TORSION EN
PLANTA

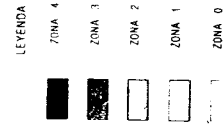
VARIOS





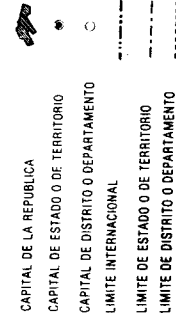
**NORMAS PARA EDIFICACIONES ANTISISMICAS
COVENIN 1756**

**MAPA DE ZONIFICACION
SISMICA CON FINES DE
INGENIERIA (1982)**



(Continuación)

REPUBLICA DE VENEZUELA
MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
FUNDACION VENEZOLANA DE INVESTIGACIONES SISMOLÓGICAS





12.1 ASPECTOS GENERALES

12.1.1 ZONIFICACION SISMICA DE VENEZUELA

ESTADO	ZONA SISMICA Y ACELERACION MAXIMA DEL TERRENO			
	ZONA 4	ZONA 3	ZONA 2	ZONA 1
	$A_0 = 0.30 \text{ g}$	$A_0 = 0.22 \text{ g}$	$A_0 = 0.15 \text{ g}$	$A_0 = 0.08 \text{ g}$
ANZOATEGUI	Distrito Sotillo y las ciudades de Barcelona, Puerto La Cruz y áreas adyacentes.	Distrito Peñalver, Bruzual, Cagigal, Bolívar, Libertad y norte del Distrito Freites (Aproximadamente limitado por el Paralelo de Anaco).	Distritos Aragua, Anaco, Simón Rodríguez, Independencia, Guanipa y áreas del Dto. Freites no contenidas en la Zona 3.	Distritos Miranda y Monagas.
APURE	Áreas al occidente de La Victoria, localidad del Distrito Páez.	Resto del Distrito Páez.	Distritos Muñoz y Rómulo Gallegos.	Distritos Aguas, San Fernando y Camejo.
ARAGUA		Todo el Estado, salvo las áreas pertenecientes a la Zona 2.	Áreas al sur del Distrito Urdaneta aproximadamente limitadas por el Paralelo de Camatagua.	
BARINAS	Distrito Bolívar. Áreas al noroeste de los Distritos Ezaquiel Zamora, Pedraza, Obispos y Arvelo Torrealba, aproximadamente limitadas por una línea paralela a la carretera Santa Bárbara, Bocoito, unos 5 km al noroeste de ésta. Áreas del Distrito Zamora al oeste de El Cantón.	Restos del Estado excluidas las áreas en zonas 4 y los Distritos Sosa y Arismendi.	Distrito Sosa.	Distrito Arismendi.



ZONA SISMICA Y ACELERACION MAXIMA DEL TERRENO

ESTADO	ZONA 4	ZONA 3	ZONA 2	ZONA 1
	$A_0 = 0.30 \text{ g}$	$A_0 = 0.22 \text{ g}$	$A_0 = 0.15 \text{ g}$	$A_0 = 0.08 \text{ g}$
BOLIVAR			La Capital Ciudad Bolívar y áreas adyacentes. Distritos Caroní y áreas al norte de los 8°N del Distrito Piar.	Áreas al norte de los 7°N de los Distritos Sucre, Heres, Piar y Roscio que no pertenecen a la Zona 2.
CARABOBO	Distrito Puerto Cabeallo.	Resto del Estado.		
COJEDOS	Áreas del Distrito Anzoátegui situadas al norte de Cojedes (localidad ubicada a los 9.6°N aproximadamente), incluida esta localidad y áreas adyacentes.	Resto del Estado excluidas las áreas en Zona 4 y Zona 2. Zona en discusión con el Estado Portuguesa.	Distritos Girardot y Pao.	
DISTRITO FEDERAL	Todo el Distrito.			
FALCON	Zona en discusión con el Estado Yarecuy.	Distritos Federación, Silva y Acosta; zona en discusión con el Estado Zulia.	Resto del Estado.	
GUARICO		Áreas del Distrito Monagas al norte de los 9.7° aproximadamente.	Resto del Distrito Monagas, áreas de los Distritos Roscio, Ribas y Mellado, y áreas de los Distritos Infante y Zaraza limitados al sur por el Paralelo 9°N.	Resto del Estado.



ZONA SÍSMICA Y ACELERACION MÁXIMA DEL TERRENO

ESTADO	ZONA 4	ZONA 3	ZONA 2	ZONA 1
	$A_0 = 0.30 \text{ g}$	$A_0 = 0.22 \text{ g}$	$A_0 = 0.15 \text{ g}$	$A_0 = 0.08 \text{ g}$
LARA	Todo el Estado excluido, el Distrito Urdaneta y la región occidental del Distrito Torres. Zona en discusión con el Estado Portuguesa.	Distrito Urdaneta, región occidental del Distrito Torres incluida Carora. Zonas en discusión con los Estados Zulia y Trujillo.		
MÉRIDA	Todo el Estado incluida la zona en discusión con el Estado Zulia.			
MIRANDA	Todo el Estado.			
MONAGAS	Todo el Estado excluido el Distrito Sotillo y las áreas al suroeste del Distrito Maturín, aproximadamente limitadas por una línea paralela a la carretera El Furrial-Maturín-Templador, unos 5 km al suroeste de ésta.	Distrito Sotillo y áreas del Distrito Maturín que no pertenecen a la Zona 4.		
NUEVA ESPARTA	Todo el Estado.			



ZONA SÍSMICA Y ACELERACION MÁXIMA DEL TERRENO

ESTADO	ZONA 4	ZONA 3	ZONA 2	ZONA 1
	$A_0 = 0.30 \text{ g}$	$A_0 = 0.22 \text{ g}$	$A_0 = 0.15 \text{ g}$	$A_0 = 0.08 \text{ g}$
PORTUGUESA	Distrito Sucre y Araure. Áreas situadas al noroeste de los Distritos Guanare y Ospino, aproximadamente limitadas por una línea paralela a la carretera Boconito-Guanare-Ospino-Acarigua, unos 5 km al sureste de ésta. Zona en discusión con el Estado Lara.	Resto del Estado, incluida la zona en discusión con el Estado Cojedes.		
SUCRE	Todo el Estado			
TACHIRA	Todo el Estado.			
TERRITORIO FEDERAL AMAZONAS				
TERRITORIO FEDERAL DELTA AMACURO	Departamento Pedernales y la capital del Territorio, Tucupita, incluidas sus áreas adyacentes.	Departamento Tucupita, excluida la capital Tucupita y sus áreas adyacentes.	Departamento Antonio Díaz.	



ZONA SISMICA Y ACELERACION MAXIMA DEL TERRENO

ESTADO	ZONA 4	ZONA 3	ZONA 2	ZONA 1
	$A_0 = 0.30 \text{ g}$	$A_0 = 0.22 \text{ g}$	$A_0 = 0.15 \text{ g}$	$A_0 = 0.08 \text{ g}$
TRUJILLO	Todo el Estado, excluido el Distrito Betijoque.	Distrito Betijoque y zonas en discusión con los Estados Lara y Zulia.		
YARACUY	Todo el Estado, incluida la zona en discusión con el Estado Falcón.			
ZULIA	Distrito Sucre y áreas al sur de los 9°N del Distrito Colón. Zonas en discusión con el Estado Mérida.	Distritos Baralt y Perijá; áreas al norte de los 9°N del Distrito Colón. Zonas en discusión con los Estados Falcón, Lara y Trujillo.	Resto del Estado.	
ZONA EN RECLAMACION				Región del Esequibo.
ISLAS DEL CARIBE	Todas las islas de la región del Caribe.			



12.1.2 CLASIFICACION SEGUN EL USO DE LA EDIFICACION Sección (5.1)

GRUPOS	COEFICIENTE DE USO
<u>GRUPO A</u> <ul style="list-style-type: none"> - Hospitales, puestos de socorro o centros de salud. - Edificios gubernamentales o municipales de importancia, monumentos y templos de valor excepcional. - Edificios que contienen objetos de valor excepcional, como ciertos museos y bibliotecas. - Institutos educacionales. - Estaciones de bomberos, de policía o cuarteles. - Centrales eléctricas, de telégrafo o telefónicas, de radio y televisión. Plantas de bombeo. - Depósitos de materias tóxicas o explosivas y centros que utilicen materiales radioactivos. 	$\alpha = 1.25$
<u>GRUPO B</u> <ul style="list-style-type: none"> - Viviendas. - Edificios de apartamentos, de oficinas u hoteles. - Bancos, restaurantes, cines y teatros. - Plantas e instalaciones industriales. - Almacenes y depósitos. - Toda edificación cuyo derrumbe pueda poner en peligro las de este Grupo o del Grupo A. 	$\alpha = 1.00$
<u>GRUPO C</u> Construcciones no clasificables en los grupos anteriores, ni destinadas a la habitación o al uso público y cuyo derrumbe no pueda causar daño a edificaciones de los dos primeros Grupos.	No requiere Análisis Sísmico
<u>MIXTOS:</u> Las edificaciones que contengan áreas de uso A y B, serán clasificadas como del Grupo A.	



12.1.3 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO Sección (5.2)

NIVEL DE DISEÑO 1

No requiere la aplicación de las prescripciones para el diseño en zonas sísmicas.

NIVEL DE DISEÑO 2

Requiere la aplicación de las prescripciones para este nivel de diseño, establecidas en las Normas COVENIN 1753-81 y 1618-80, ver Sección < 12.4.4 >

NIVEL DE DISEÑO 3

Requiere la aplicación de todas las prescripciones para el diseño en zonas sísmicas establecidas en las Normas COVENIN 1753-81, ver Sección < 12.4.2 >

NIVEL DE DISEÑO (ND) PARA LAS DIFERENTES ZONAS SÍSMICAS

GRUPO	ZONA SÍSMICA			
	1	2	3	4
A	ND2 ND3	ND2 ND3	ND3*	ND3
B	ND1 ND2 ND3	ND2 ND3	ND2 ND3*	ND3*

* En edificaciones cuyo análisis pueda ser hecho por el método estático simplificado de la Sección (9.3), puede utilizarse el ND2.



12.1.4 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE ESTRUCTURA Sección (5.3)

TIPO I

Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante deformaciones debidas esencialmente a la flexión de sus miembros estructurales, tales como los sistemas estructurales constituidos principalmente por pórticos.

TIPO II

Estructuras constituidas por pórticos y muros estructurales de concreto armado o pórticos diagonalizados, cuya acción conjunta sea capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. Los pórticos por sí solos deberán estar en capacidad de resistir por lo menos el 25 % de esas fuerzas.

TIPO III

Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante muros estructurales de concreto armado o pórticos diagonalizados, que soportan la totalidad de las cargas permanentes y variables. Estos son los sistemas comúnmente denominados apantallados o de muros de corte. Se considerarán igualmente dentro de este grupo las estructuras Tipo II, cuyos pórticos no sean capaces de resistir por sí solos el 25 % de las fuerzas sísmicas totales, pero sí contribuyan a resistir las cargas gravitacionales.

TIPO IV

Estructuras sustentadas por una sola columna. Estructuras que no posean diafragmas con la rigidez y resistencia necesarias para distribuir eficazmente las fuerzas sísmicas entre los diversos miembros verticales.

COMBINACIONDE TIPOS

En el caso de que en alguna dirección de análisis se utilice más de un tipo de sistema estructural, en esa dirección el valor de D será el menor de los correspondientes valores dados en la Sección < 12.1.5 >. Cuando en la combinación de dos sistemas, uno de los componentes soporte un peso igual o menor que el 10 % del peso total de la edificación, no es necesario satisfacer este requisito.



12.1.5 FACTOR DE DUCTILIDAD Sección (5.4)

FACTOR DE DUCTILIDAD D				
NIVEL DE DISEÑO	TIPO DE ESTRUCTURA			
	I	II	III	IV
ND3	6	5	4	1.5
ND2	4.5	3.75	3	1.25
ND1	2.5	2	1.5	1.0

El empleo de factores de ductilidad mayores que los indicados en esta Tabla deberá ser debidamente justificado.

12.1.6 PERIODO NATURAL DE VIBRACION ESTIMADO Sección (9.2.2)

TIPO DE ESTRUCTURA	PERIODO T
I	$0.061 \frac{3/4}{h_n}$
II y III	$\frac{0.09 h_n}{L}$

h_n = altura del edificio, en metros, desde la base hasta el último nivel significativo.

L = mayor dimensión de la planta en la dirección analizada, en metros.

T = período natural de vibración de la estructura evaluado en la dirección paralela al sismo, en segundos $T \leq 1.2 T_a$.

T_a = período fundamental en segundos, estimado en base a relaciones empíricas.

El valor del período también puede obtenerse por otros métodos, como por ejemplo, la fórmula fundamentada en el método de Rayleigh (Ver pág. C-76 de la Norma).



12.1.7 FACTOR DE REDUCCION DE RESPUESTA Sección (5.4)

Para el cálculo de las ordenadas de los espectros de diseño, se utilizará el factor de reducción R dado por:

$T_{(seg)}$	R
< 0.15	$1 + \frac{T(D-1)}{0.15}$
≥ 0.15	D

R = factor de reducción de respuesta

T = período natural de vibración, seg

D = factor de ductilidad.



12.1.8 TERRENO DE FUNDACIÓN

Sección (6.1)

	β	T^*	P
<u>PERFIL S1</u> a) Roca de cualquier característica, bien sea lutita o roca cristalina. b) Suelos duros y/o densos, donde la profundidad comprobada del basamento rocoso es menor de 50 metros. Los suelos que cubren la roca pueden ser arenas y gravas densas a muy densas, limos o arcillas muy duras o bien una mezcla de ellos. En aquellos casos donde no se compruebe la profundidad del depósito se usará un perfil S2.	2,2	0,4	0,8
<u>PERFIL S2</u> Es un perfil con gran espesor de suelos, que pueden estar formados por arenas y gravas medianamente densas a muy densas, y/o limos y arcillas de consistencia dura a muy dura, o bien una mezcla de éstos.	2,2	0,6	0,7
<u>PERFIL S3</u> Es un perfil con suelos granulares poco densos y/o suelos cohesivos de consistencia blanda a media, de espesores mayores de 10 metros, contenidos en los primeros 30 metros medidos desde la superficie del terreno.	2,0	1,0	0,6
<u>CASOS DUDOSOS</u> En aquellos casos donde la clasificación del perfil del subsuelo entre dos perfiles tipificados sea dudosa, se utilizará aquel que conduzca a las acciones sísmicas más desfavorables para la estructura.	β = factor de magnificación promedio T^* = período P = exponente que define la rama ascendente del espectro		
<u>SUELOS SUSCEPTIBLES A LICUEFACCIÓN</u> Cuando se trate de suelos susceptibles a licuefacción, se deberá evaluar su potencial de licuefacción de acuerdo a las condiciones especificadas en la Sección (11.6.)			



12.1.9 ESPECTROS DE DISEÑO

Sección (7.2)

Las ordenadas A_d de los espectros de diseño quedan definidos en función del período T en la forma siguiente:

$T < 0.15 \text{ seg}$	$A_d = \frac{\alpha A_0 \left[1 + \frac{T}{0.15} (\beta - 1) \right]}{R}$
$0.15 < T < T^*$	$A_d = \frac{\alpha \beta A_0}{R}$
$T > T^*$	$A_d = \frac{\alpha \beta A_0}{R} \left(\frac{T^*}{T} \right)^p$

en donde los valores de:

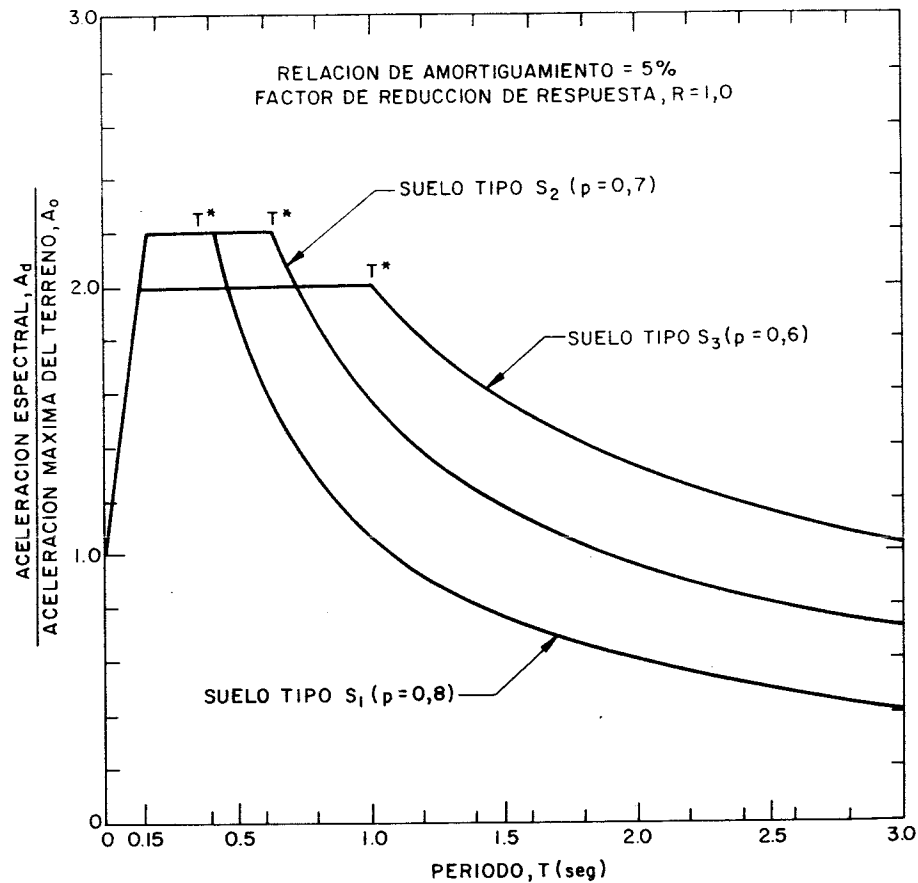
α : se dan en la Sección < 12.1.2 >

R : se dan en la Sección < 12.1.7 >

A_0 : se dan en el cuadro de la Sección < 12.1.1 > y es la aceleración horizontal máxima del terreno expresada como una fracción de g



ESPECTROS NORMALIZADOS



12.1.10 CLASIFICACION SEGUN LA REGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA

Sección (5.5)

ESTRUCTURAS REGULARES

Se considerarán regulares las edificaciones que satisfacen todas las condiciones siguientes:

- La distribución vertical de masas, o rigideces, o resistencia al cortante, no varíe sustancialmente entre niveles adyacentes.
- La distancia entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez, no exceda el 8 % de la dimensión de la planta perpendicular a la dirección analizada.
- Las dimensiones de las plantas no aumenten en forma sustancial con la elevación.

ESTRUCTURAS IRREGULARES

Las edificaciones que no satisfagan alguna de las condiciones anteriores se considerarán irregulares.



12.1.11 CORTE BASAL

Sección (7.1)

La edificación deberá quedar diseñada para soportar una fuerza cortante a nivel de base, igual a:

$$V_o = CW$$

C = Coeficiente sísmico de acuerdo a los métodos de: análisis y calculado a partir de los espectros de diseño.

$$\text{siendo: } C > \frac{\alpha A_o}{6}$$

W = Peso total del edificio por encima del nivel de base:

$$W = CP + n CV$$

C.P. = Cargas permanentes que incluyen el peso propio elementos estructurales o nó, maquinarias y equipos no despreciables.

n = Porcentaje de las cargas variables

a) Para recipientes de líquidos	100 %
b) Para almacenes y depósitos	80 %
c) Para estacionamiento	50 %
d) Para entresijos no incluidos en (b) y (c)	25 %
e) Para techos y terrazas no accesible	0 %



12.1.12 COEFICIENTES SÍSMICO PARA PARTES DE LA ESTRUCTURA

Sección (7.3)

$$F_p = \alpha C_p W_p$$

en donde los valores de:

α = se dan en la Sección < 12.1.2 >

C_p = coeficiente dado en tabla de más abajo

1.00 x C_p : para zona sísmica 4

0.75 x C_p : para zona sísmica 3

0.50 x C_p : para zona sísmica 2

0.25 x C_p : para zona sísmica 1

W_p = peso de la parte considerada

VALORES DE C_p

PARTES DE LA ESTRUCTURA	DIRECCION DE LA FUERZA	C_p
a) Paredes exteriores o interiores, portantes o no; tabiques y otros muros divisorios	Normal a la superficie de la pared	0.30
b) Antepechos y cualquier parapeto vertical que trabaje en voladizo	Normal a la superficie de la pared	1.00
c) Ornamentos y apéndices, exteriores o interiores	Cualquier dirección	1.00
d) Marquesinas, balcones, aleros, salientes de techo o cualquier otro voladizo	Vertical	(1)
e) Entresijo y techos actuando como diafragmas	Cualquier dirección horizontal	(2)
f) Conexiones de paredes prefabricadas exteriores, o de elementos de cerramiento	Cualquier dirección	2.00
g) Estructuras de sala de máquinas, estanques con su contenido y miradores sobre los edificios.	Cualquier dirección horizontal	$\frac{1.8}{R}$

(1) Ver nota (1): Tabla(7.3) pág. 31, de la Norma COVENIN-MINDUR 1756

(2) Ver nota (2): Tabla(7.3) pág. 31, de la Norma COVENIN-MINDUR 1756

12.1.13 DESPLAZAMIENTOS TOTALES

Secciones (10.1) y (10.2)

$$\Delta_i = D \Delta_{ei} \quad (10-1)$$

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (10-2)$$

$$\frac{\delta_i}{(h_i - h_{i-1})} \leq \xi \quad (10-3)$$

en donde:

D = factor de ductilidad

 Δ_i = desplazamiento lateral total del nivel i Δ_{ei} = desplazamiento lateral calculado con las fuerzas de diseño, suponiendo comportamiento elástico y $E = 15100 \sqrt{f'_c}$ δ_i = diferencia de los desplazamientos laterales totales dos niveles consecutivos $h_i - h_{i-1}$ = distancia entre niveles consecutivosVALORES DE ξ

TIPO DE CERRAMIENTO	USO	
	GRUPO A	GRUPO B
Susceptible a daños bajo sismo	0.015	0.018
No susceptible a daños bajo sismo	0.020	0.024

- Efecto P- Δ :

$$\theta = \frac{\delta_i \sum_{j=i}^N W_j}{V_i D (h_i - h_{i-1})} \leq 0.8 \quad (8-1)$$

en donde:

 θ = coeficiente de estabilidad V_i = fuerza cortante en el nivel i W_j = peso del nivel j de la edificaciónCuando $\theta > 0.8$

$$1) \text{ Calcular el factor de amplificación } a_d = \frac{\theta}{1 - \theta}$$

2) Multiplicar los cortes de cada piso por el factor $(1 + a_d)$, y proceder a recalculer la distribución de cortantes y las otras solicitaciones de interés con esta última distribución.

12.1.14 SEPARACIONES MINIMAS

Sección (10.4)

Al Lindero:

$$S_L = \frac{D + 1}{2} \Delta_{en}$$

$$\text{si } H \leq 6.00 \text{ m} \quad S_L = 3.5 \text{ cm}$$

$$\text{si } H > 6.00 \text{ m} \quad S_L = 3.5 + 0.004 (H + 600)$$

en donde:

H = altura del edificio en cms.

Entre Edificios Adyacentes

$$S = \sqrt{S_{AL}^2 + S_{BL}^2}$$

en donde:

 S_{AL} = separación al lindero del edificio A S_{BL} = separación al lindero del edificio B



12.2 METODOS DE ANALISIS

Sección (9.1)

EDIFICACIONES REGULARES

CASO	METODO A APLICAR
Edificaciones pertenecientes al Grupo B, no mayores de 3 pisos, con entrepisos menores de 3.5 m y altura totales max. de 10.5 m	Método Simplificado. Sección < 12.2.2 >
Altura menor o igual de 20 pisos o 60 metros	Método Estático Equivalente. Sección < 12.2.1 >
Altura mayor de 20 pisos o 60 metros	Método Superposición Modal con un grado de libertad por nivel. Sección < 12.2.3 >

EDIFICACIONES IRREGULARES

CASO		METODO A APLICAR
$\frac{e}{B} < 0.08$	No se satisface Sección < 12.1.10 > aparte (a)	Método Superposición Modal con un grado de libertad por nivel. Sección < 12.2.3 > 6 Método Superposición Modal con tres grados de libertad por nivel. Sección < 12.2.4 >
	No se satisface Sección < 12.1.10 > aparte (c)	Método Superposición Modal con tres grados de libertad por nivel. Sección < 12.2.4 >
$0.08 < \frac{e}{B} < 0.12$	Si se satisface Sección < 12.1.10 > aparte (c)	Preferentemente el Método de Superposición Modal con tres grados de libertad por nivel. Sección <12.2.4> como alternativa, Método de Superposición Modal con un grado de libertad por nivel. Sec.<12.2.3>
	No se satisface Sección < 12.1.10 > aparte (c)	Método de Superposición Modal con tres grados de libertad por nivel. Sección < 12.2.4 >
$\frac{e}{B} > 0.12$		Método de Superposición Modal con tres grados de libertad por nivel. Sección < 12.2.4 >



12.2.1 METODO ESTÁTICO EQUIVALENTE

Sección (9.2)

- Corte Basal:

$$V_o = \mu_d W \quad (9-1)$$

$$\mu = \frac{3}{2} \left(\frac{N+1}{2N+1} \right) \quad (9-2)$$

$$\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left(\frac{T}{T^*} - 1 \right) \quad (9-3)$$

- Distribución vertical de la fuerzas cortante basal:

$$V_o = F_t + \sum_{i=1}^N F_i \quad (9-6)$$

F_t = fuerza en el tope

$$F_t = (0.06 \frac{T}{T^*} - 0.02) V_o \quad (9-7)$$

$$0.04 V_o \leq F_t \leq 0.10 V_o \quad (9-8)$$

$$F_i = (V_o - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad (9-9)$$

- Torsión estática equivalente:

$$M_{ti} = V_i (\tau e_i + 0.10 B_i) \quad (9-19)$$

$$M_{ti} = V_i (e_i - 0.10 B_i) \quad (9-20)$$

en donde:

τ = factor de amplificación dinámica

e_i = excentricidad de cálculo

B_i = ancho de la planta normal a la dirección del sismo, en el nivel i .

N = número de niveles

W = peso del edificio incluidas las cargas permanentes y variables.



VALORES DE τ	
Disposición en Planta de Elementos Rígidos	τ
Perimetral	1.5
Uniforme	3.0
Central	5.0

- Coeficientes sísmico para parte de la estructura:

$$F_p = \alpha C_p W_p \quad (7-5)$$

- Reducción del momento de volcamiento:

$$M_{vk} = \rho \sum_{i=k}^N F_i (h_i - h_k) \quad (9-10)$$

12.2.2 METODO SIMPLIFICADO

Sección (9.3)

- Corte basal:

$$V_o = \frac{\alpha A_o (\beta + 1)}{D + 1} W \quad (9-11)$$

- Distribución vertical de la fuerza cortante basal:

$$F_i = V_o \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^N W_i h_i} \quad (9-12)$$

- Efectos torsionales
- Desplazamientos totales
- Reducción del momento de volcamiento
- Coeficientes sísmico para parte de la estructura:

Se tomarán en cuenta según los criterios del proyectista.

$$F_p = \alpha C_p W_p \quad (7-5)$$



12.2.3 METODO DE SUPERPOSICION MODAL CON UN GRADO DE LIBERTAD Sección (9.4)

- Modelo matemático: Sistema de cargas concentradas en cada nivel

$$N_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 3 \geq 3 \quad (9-13)$$

$$N_1 = \frac{2}{3} \left(\frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 4 \geq 4 \quad (9-14)$$

- Corte basal modal:

$$V_{om} = W_m A_{dm} \quad (9-15)$$

$$W_m = \frac{\left[\sum_{i=1}^N W_i \phi_{im} \right]^2}{\sum_{i=1}^N W_i \phi_{im}^2} \quad (9-16)$$

- Fuerzas modales:

$$F_{im} = C_{im} V_{om} \quad (9-17)$$

$$C_{im} = \frac{W_i \phi_{im}}{\sum_{j=1}^N W_j \phi_{jm}} \quad (9-18)$$

- Fuerza cortante de diseño:

$$V_o = \sqrt{\sum V_{om}^2}$$

$$V_i = \sqrt{\sum V_{im}^2}$$



donde:

$$V_0 \geq \frac{\alpha A_0}{6}$$

V_0 será mayor que el corte basal calculado por el método estático (\bar{V}_0) para un período $\bar{T} = 1.4 T_a$

Si $V_0 < \bar{V}_0$ los valores de diseño se multiplicarán por $\frac{\bar{V}_0}{V_0}$

- Torsión estática equivalente:
igual al del método estático equivalente
véase Sección < 12.2.1 >
- Desplazamientos totales:
véase Sección < 12.1.13 >
- Efecto P-Δ:
véase Sección < 12.1.13 >

12.2.4 METODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL CON TRES GRADOS DE LIBERTAD Sección (9.6)

- Modelo matemático

- Modos:

$$N_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 3 \geq 3 \quad (9-13)$$

$$N_1 = \frac{2}{3} \left(\frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 4 \geq 4 \quad (9-14)$$

- Corte basal modal
 - Fuerzas modales
 - Fuerza cortante de diseño
 - Torsión estática equivalente
 - Desplazamientos totales:
 - Efecto P-Δ
- } véase Sección < 12.2.1 >
- } véase Sección < 12.1.13 >



12.3 REQUISITOS PARA LA INFRAESTRUCTURA Secciones (11.1), (11.2), (11.3) y (11.4)

- a) UNIFORMIDAD DEL TIPO DE FUNDACIÓN
- b) VIGAS DE RIOSTRA: - Sección mínima 30 x 30
- Deben absorber 10 % de la carga vertical en tracción y en compresión
- c) PEDESTALES:

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } h > 2.00 \text{ m} \\ \text{y Rigidez} < 0.90 [R \text{ (viga riostra + columnas)}] \end{array} \right.$	{	los pedestales se deberán incorporar en el modelo matemático
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---	--------------------------------------------------------------
- El diseño se hará por la Sección [15.8] Norma COVENIN-MINDUR 1753

d) FUNDACIONES:

Fundaciones Superficiales

- Verificar para las siguientes combinaciones:

$$\left\{ \begin{array}{l} CP + CV \pm S \\ CP \pm S \end{array} \right\} \leq \left\{ \begin{array}{l} 0.50 q_{ultimo} \\ 2 R_s \end{array} \right.$$

Fundaciones Profundas

- Verificar para las siguientes combinaciones:

$$\left\{ \begin{array}{l} CP + CV \pm S \\ CP + S \end{array} \right\} \leq \left\{ \begin{array}{l} 0.75 q \text{ cap. portante} \\ 0.50 \text{ del esfuerzo en el pilote} \end{array} \right.$$

- Si da tracción, deberá \leq

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{capacidad estructural del pilote} \\ 0.75 \text{ capacidad de la conexión (en prefabricado).} \\ 0.50 \text{ de la capacidad a tracción del conjunto suelo-pilote.} \end{array} \right.$$



- Armadura longitudinal $\geq 0.50 \%$ del área de la sección transversal del pilote

- Armadura transversal $\geq 3/8"$ c/30 cm

e) MUROS:

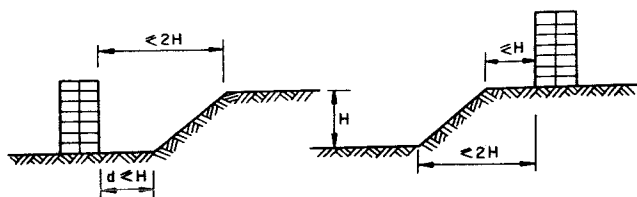
Se diseñarán para la mayor de las siguientes combinaciones

$$U = 1.2 CP + 1.0 CV + 1.0 ED + 1.0 S$$

$$U = 0.9 CP + 1.0 ED + 1.0 S$$

f) TALUDES:

Cuando sea inevitable que las fundaciones de una estructura estén separadas según los siguientes valores:



se deberá realizar un análisis de la estabilidad de los taludes.

en donde:

- CP = efectos debidos a cargas permanentes
- CV = efectos debidos a cargas variables
- S = efectos debidos a las acciones sísmicas
- ED = efectos debidos al empuje del suelo.

12.4 PRESCRIPCIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES ANTISISMICAS. [Capítulo 18]12.4.1 MATERIALES:

a) Concreto:

$$f'_c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$$

y

$$f'_c \leq 300 \text{ kg/cm}^2 \text{ si se utiliza agregado liviano}$$

b) Acero:

$$(\text{esfuerzo cedente real}) \leq 1.30 (\text{esfuerzo cedente especificado})$$

y

$$(\text{esfuerzo de rotura}) \geq 1.25 (\text{esfuerzo cedente real})$$

12.4.2 REQUISITO PARA EL NIVEL DE DISEÑO 312.4.2.1 ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN:

12.4.2.1.1 Aplicable a los miembros que cumplan las siguientes condiciones:

a) fuerza axial mayorada de compresión $\leq 0.1 A_g f'_c$

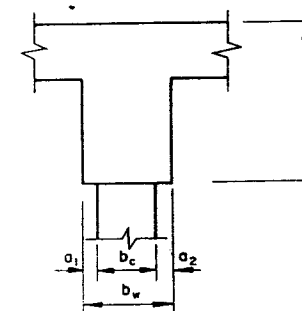
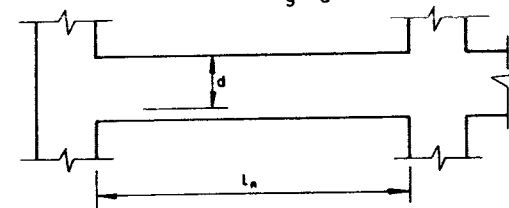
b) $\frac{\ell_n}{d} \geq 4$

c) $\frac{b_w}{h} \geq 0.3$

d) $b_{mín} = 25 \text{ cm}$

e) $(b_w)_{máx} = b_c + a_1 + a_2$

$$\left. \begin{matrix} a_1 \\ a_2 \end{matrix} \right\} \leq 0.75 h$$



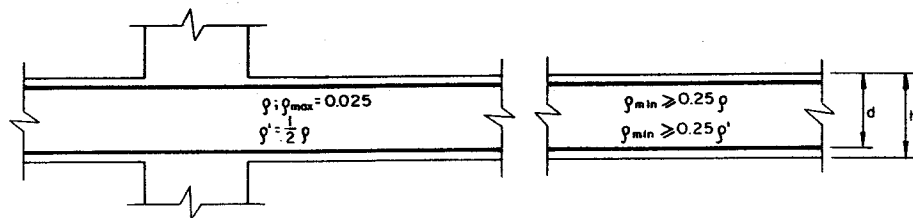


12.4.2.1.2 Armadura Longitudinal: Ver detalle de armado en < Capítulo 13 >

a) Porcentajes: (tanto para el A_s superior como para el inferior)

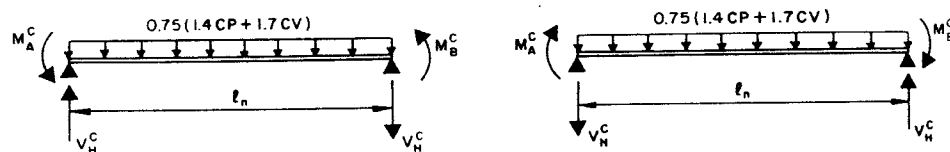
$$\frac{14}{f_y} \leq \rho \leq 0.025$$

b) Disposición de la armadura longitudinal:



12.4.2.1.3 Armadura Transversal: Ver detalle de armado en < Capítulo 13 >

a) Cálculo de las fuerzas cortantes de diseño según la Sección (18.3.3.2) de la Norma



$$V_H^C = V_0 + \frac{M_A^C + M_B^C}{l_n}$$

 M_A^C , M_B^C calculados con A_s real,

$$f_s = 1.25 f_y \text{ y } \phi = 1.0$$

b) separación $\leq \frac{d}{2}$ a todo lo largo del miembro

c) en zonas confinadas

estribos cerrados en una porción igual a $2h$ en los extremos de la viga.

Separación \leq que el menor valor:

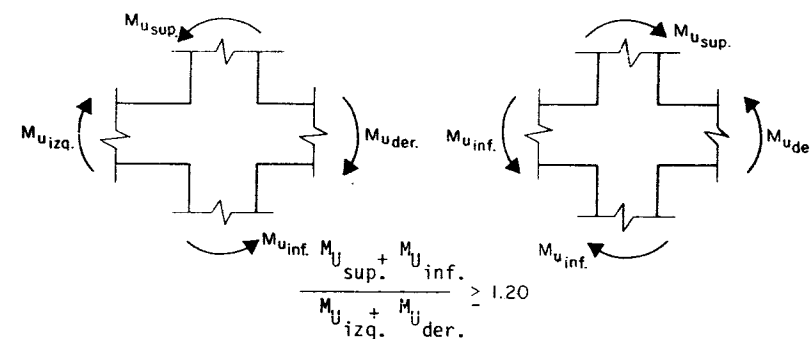
- $\frac{d}{4}$
- $8 d_\ell$
- $24 d_e$
- 30 cm
- el primer estribo a 5 cm de la cara del apoyo.

12.4.2.2 ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXO-COMPRESIÓN:

12.4.2.2.1 Aplicable a los miembros que cumplan las siguientes condiciones:

a) fuerza axial mayorada $\geq 0.1 A_g f'_c$ b) $b \geq 30$ cmc) $\frac{b}{h} \geq 0.4$

12.4.2.2.2 Chequeo de la mínima resistencia a flexión de las columnas:





12.4.2.2.3 Armadura longitudinal: Ver detalle de armado en < Capítulo 13 >

a) Porcentajes:

$$0.01 < \rho_g < 0.06$$

12.4.2.2.4 Armadura transversal: Ver detalle de armado en < Capítulo 13 >

a) zona a confinar \geq que el mayor: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Mayor dimensión de la sección transversal} \\ 1/6 \text{ de la longitud libre del miembro} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right.$

b) área de la armadura de confinamiento \geq $\left\{ \begin{array}{l} \text{ligaduras cerradas} \\ \text{helicoidal} \end{array} \right. \geq \left\{ \begin{array}{l} A_{sh} = 0.3 \left(sh_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \\ A_{sh} = 0.12 \left(sh_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \end{array} \right.$

c) separación \leq que el menor: $\left\{ \begin{array}{l} 1/4 \text{ de la menor dimensión del miembro} \\ 10 \text{ cm} \\ 35 \text{ cm (para las ligaduras cerradas de una rama)} \end{array} \right.$

d) cálculo de la fuerza cortante de diseño, según la Sección (18.4.4.5) de la Norma

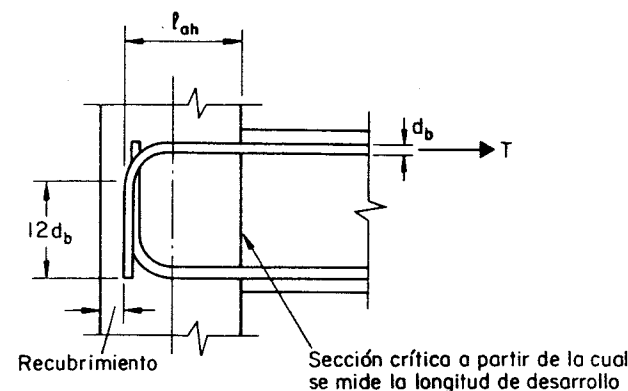
e) contribución del concreto en la resistencia al corte:

Si $\left\{ \begin{array}{l} \text{la carga mayorada} \leq 0.05 A_g f'_c \end{array} \right\}$ el término $V_c = 0$



12.4.3 JUNTAS VIGA-COLUMNA

12.4.3.1 VIGAS



Para barras a tracción:

$$l_{ah} = \frac{0.06 f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \geq \left\{ \begin{array}{l} 8 d_b \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Ver TABLA <12.1>}$$

Para barras a compresión:

Ver TABLAS <2.6> <2.7> y <2.8>

12.4.3.2 COLUMNAS

Armadura Transversal:

a) Caso general:

Ver Sección <12.4.2.2.4> puntos a), b) y c)

b) Juntas confinadas por vigas en los cuatro lados:

Si ancho c/vigas ≥ 0.75 del ancho de la columna se dispondrá el 50 % de la armadura indicada en el caso general en una longitud igual a la menor altura de las vigas concurrentes

c) Si refuerzo long. de la viga no está dentro del núcleo de la columna se dispondrá como lo indica el caso general.

12.4.3.3 VERIFICACION POR FUERZA CORTANTE

En toda junta de concreto normal debe verificarse:

$$V_j < \phi \gamma A_j \sqrt{f'_c}$$



donde:

$$V_j = 1.25 f_y (A_{s1} + A_{s2}) - V_{col}$$

el valor de V_{col} puede ser estimado como:

$$V_{col} = \frac{2\left(\frac{l_1}{l_{1n}} M_A^C + \frac{l_2}{l_{2n}} M_B^C\right)}{l_c + l'_c}$$

en los casos más comunes, donde se satisface las relaciones:

$$\frac{h_c}{l_1} \geq 0.08 \quad y \quad \frac{l_2}{l_1} \geq 0.7$$

el valor de V_j se puede estimar así:

$$V_j = 1.25 f_y (A_{s1} + A_{s2}) \left(1 - \frac{2 h_j}{l_c + l'_c}\right)$$

donde:

l_1, l_2 = distancias entre centros de apoyos de las vigas adyacentes a la junta

l_{1n}, l_{2n} = luces libres de las vigas adyacentes a la junta

M_A^C, M_B^C = momentos resistentes a flexión tomando $f_y = 1.25 f_y$ y $\phi = 1$

l_c, l'_c = distancias entre centro de apoyo de las columnas adyacentes a la junta

$\phi = 0.85$

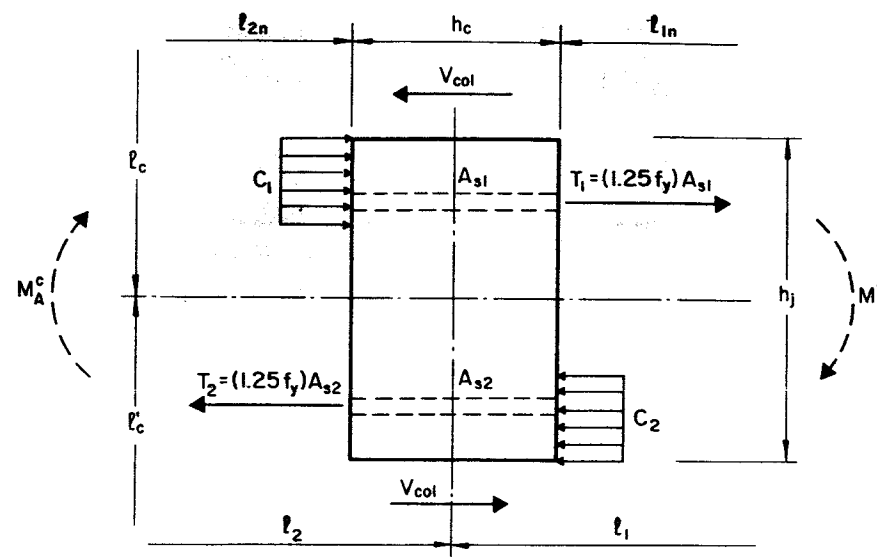
$\gamma = 5.3$ en juntas confinadas por vigas en sus cuatro caras y 4.0 en cualquier otro caso

A_j = menor sección transversal de la junta en un plano paralelo al eje del refuerzo longitudinal que transmite el corte a la junta.

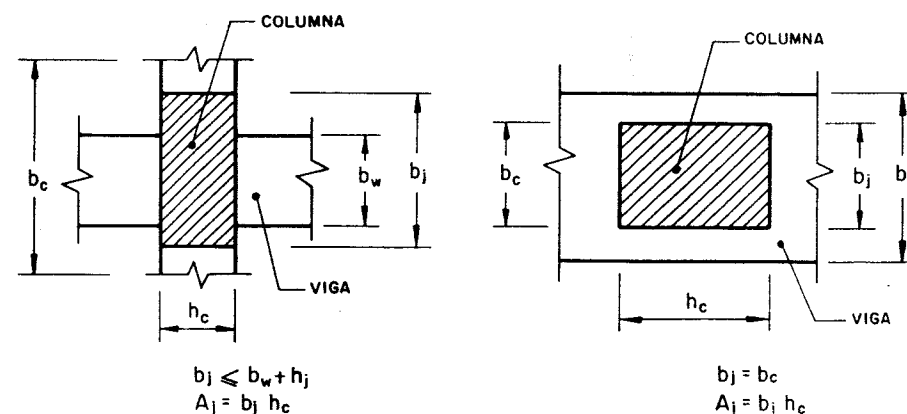
Si se verifica que:

$$V_j > \phi \gamma A_j \sqrt{f'_c}$$

se deberá aumentar la sección de la columna.



MODELO SIMPLIFICADO DE FUERZA CORTANTE EN UNA JUNTA VIGA-COLUMNA



AREA DE UNA JUNTA VIGA-COLUMNA



TABLA 12.1

LONGITUDES DE ANCLAJE DE BARRAS A TRACCIÓN								
ϕ	f_y kg/cm ²	Barras con Gancho Estandar de 90° : ℓ_{ah} (cm)						Barras sin Gancho: ℓ_{as} (cm)
		f'_c kg/cm ²						
		150	200	250	300	350	400	
3/8"	2800	15	15	15	15	15	15	1) Si el espesor del concreto por debajo de la barra < 30 cm $\ell_{as} = \ell_{ah} \times 2.5$
	4200	17	17	15	15	15	15	
1/2"	2800	17	15	15	15	15	15	2) Si el espesor del concreto por debajo de la barra > 30 cm $\ell_{as} = \ell_{ah} \times 3.5$
	4200	26	23	20	19	17	16	
5/8"	2800	21	19	17	15	15	15	3) La longitud de anclaje (ℓ_{as}) debe estar en el núcleo confinado, en caso contrario debe multiplicarse por 1.6
	4200	33	28	25	23	21	20	
3/4"	2800	26	23	20	19	17	16	
	4200	39	34	30	28	26	24	
7/8"	2800	30	26	24	22	20	19	
	4200	46	40	35	32	30	28	
1"	2800	35	30	27	25	23	21	
	4200	52	45	41	37	34	32	
1 3/8"	2800	49	43	38	35	32	30	
	4200	74	64	57	52	48	45	

LONGITUDES DE ANCLAJE DE BARRAS A COMPRESION

Ver Tablas <2.6> , <2.7> y <2.8>

Nota:

Estas longitudes de anclaje son para concreto normal



12.4.4 REQUISITOS PARA EL NIVEL DE DISEÑO 2

12.4.4.1 ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXION:

12.4.4.1.1 Aplicable a los miembros que cumplan la condición:

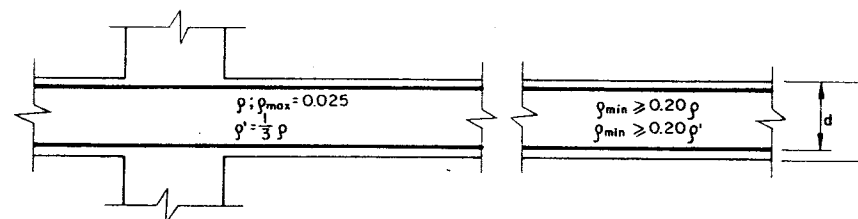
a) fuerza axial mayorada de compresión $\leq 0.1 A_g f'_c$

12.4.4.1.2 Armadura longitudinal: Ver detalle de armado en < Capítulo 13 >

a) Porcentajes

$$\frac{14}{f_y} \leq \rho \leq 0.025$$

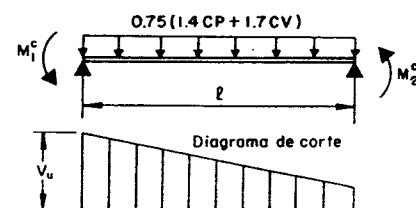
b) Disposición de la armadura longitudinal



12.4.4.1.3 Armadura transversal: Ver detalle de armado en < Capítulo 13 >

a) Primera Opción:

Cálculo de la fuerza cortante de diseño según la Sección 18.9.5 de la Norma de Concreto



$$V_u = \frac{M_1^C + M_2^C}{l_n} + 0.375(1.4CP + 1.7CV)$$

 M_1^C, M_2^C calculados con A_s real,

$$f_s = 1.0 f_y \text{ y } \phi = 1.0$$

b) Segunda Opción:

$$0.75(1.4 CP + 1.7 CV) + 2.0 S$$

c) Separación $\leq d/2$ a todo lo largo del miembro



- d) zonas confinadas
- estribos cerrados en una porción igual a $2h$ en los extremos de la viga
- Separación \leq que el menor valor:
- $\frac{d}{4}$
 - $8 d_e$
 - $24 d_e$
 - 30 cm
 - el primer estribo a 5 cm de la cara del apoyo.

12.4.4.2 ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXO-COMPRESIÓN

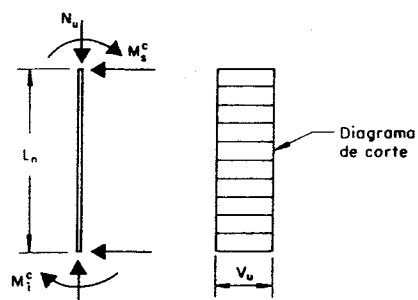
12.4.4.2.1 Aplicable a los miembros que cumplan la condición:

- a) fuerza axial mayorada en compresión $\geq 0.1 A_g f'_c$

12.4.4.2.2 Armadura transversal:

- a) Primera Opción:

Cálculo de la fuerza cortante de diseño según la Sección 18.9.5 de la Norma de Concreto



$$V_u = \frac{M_s^C + M_i^C}{L_n}$$

M_{us}, M_{ui} calculados con A_s real, $f_s = 1.0 f_y$ y $\phi = 1.0$

- b) Segunda Opción:

$$0.75(1.4 CP + 1.7 CV) + 2.0 S$$



- c) zona confinada
- ligadura en una longitud \geq que el mayor valor:
- mayor dimensión transversal
 - $\frac{1}{6}$ altura libre del miembro
 - 45 cm
- separación \leq que el menor valor:
- $8 d_e$
 - $24 d_e$
 - $\frac{1}{2}$ de la menor dimensión transversal
 - 30 cm

CALCULO DE LAS FUERZAS MEDIANTE EL ANALISIS DINAMICO CON UN GRADO DE LIBERTAD POR PLANTA

1) DATOS DEL ANALISIS DINAMICO.

1a) EN LA TABLA ANEXA SE INDICAN LOS PESOS Y LAS COORDENADAS MODALES DE LOS DIVERSOS PISOS CALCULADAS MEDIANTE UN ANALISIS MODAL.

NIVEL	W_i (Kgs)	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3
8	156.600	1.441	-1.379	1.261
7	"	1.378	-0.861	0.038
6	"	1.259	-0.043	-1.187
5	"	1.087	0.789	-1.293
4	"	0.868	1.334	-0.182
3	"	0.614	1.393	1.100
2	"	0.334	0.936	1.311
1	"	0.122	0.369	0.605

1b) PERIODO DE LOS MODOS

$$T_1 = 1.286 \text{ seg.}$$

$$T_2 = 0.425 \text{ seg.}$$

$$T_3 = 0.256 \text{ seg.}$$

2) DATOS CORRELACIONADOS CON EL RESUMEN ESQUEMATICO DE ASPECTOS GENERALES.

2a) UBICACION Y REGIONALIZACION : CARACAS, ZONA SISMICA 4, POR TANTO $A_0 = 0.30$

2b) USO : VIVIENDA, POR TANTO, ES GRUPO B y $\alpha = 1.0$

2c) SISTEMA APORTICADO POR TANTO EL TIPO DE ESTRUCTURA ES I.



2d) TIPO DE SUELO : COHESIVO BLANDO : PERFIL S3
POR TANTO $\beta = 2.0$, $T^* = 1.0$, $\phi = 0.6$

SE DESEAN CALCULAR LAS FUERZAS SISMICAS POR EL METODO DINAMICO CON UN GRADO DE LIBERTAD.

3) NUMERO DE MODOS N_i A CONSIDERAR

$$n < 20 \text{ PISOS}$$

$$N_i = \frac{1}{2} \left(\frac{T_i}{T^*} - 1.5 \right) + 3 \geq 3 \quad (9-13)$$

$$T_1 = 1.286 \text{ seg.}$$

SE TIENE :

$$N_i = \frac{1}{2} \left(\frac{1.286}{1.0} - 1.5 \right) + 3 = 2.89$$

HAY QUE USAR 3 MODOS

4) FUERZAS MODALES EN EL PRIMER MODO

$$F_{im} = C_{im} \times V_{om} \quad (9-17)$$

$$C_{im} = \frac{W_i \times \phi_{im}}{\sum W_j \times \phi_{jm}} \quad (9-18)$$

$$V_{om} = W_1 \times \Delta d_1 \quad (9-15)$$

$$y \quad W_1 = \frac{(\sum W_i \times \phi_{i1})^2}{\sum W_i \times \phi_{i1}^2} \quad (9-16)$$

5) SE DETERMINARA Δd (VER "ORDENADAS DEL ESPECTRO DE DISEÑO" EN RESUMEN ESQUEMATICO DEL METODO ESTATICO EQUIVALENTE).

$$T = 1.286 \quad T^* = 1$$

POR TANTO $T > T^*$

$$y \quad \Delta d = \left(\frac{\alpha \beta A_0}{R} \right) \left(\frac{T^*}{T} \right)^p \quad (7-4)$$

SE DEBERA DETERMINAR EL VALOR DE R



EN EL CUADRO DE ASPECTOS GENERALES SE BUSCA "NIVELES DE DISEÑO" Y "FACTORES DE REDUCCION DE RESPUESTA Y DE DUCTILIDAD".

COMO $T > 0.15$ SE TIENE

$$R = D$$

COMO SE TIENE GRUPO B Y ZONA SISMICA 4 SE DEBERA TENER NIVEL DE DISEÑO N D 3

COMO EL TIPO DE ESTRUCTURA ES I AL NIVEL DE DISEÑO 3 LE CORRESPONDE $D = 6.0$

SE CALCULA Δ_d

$$\Delta_d = \frac{1.0 \times 2 \times 0.30}{6.0} \left(\frac{1}{1.286} \right)^{0.6} = 0.086$$

6) SE CALCULA EL CORTE BASAL

$$V_{01} = \overline{W}_1 \times \Delta_d = (9-15)$$

SE HACE LA SIGUIENTE TABLA:

NIVEL	W_i	ϕ_i	$W_i \phi_i$	$W_i \phi_i^2$	C_i
8	156.600	1.441	223.600	325.176	0.203
7	"	1.378	215.795	297.363	0.194
6	"	1.259	197.159	248.223	0.177
5	"	1.087	170.224	185.033	0.153
4	"	0.868	135.929	117.986	0.122
3	"	0.614	96.152	59.038	0.086
2	"	0.334	52.304	17.469	0.047
1	"	0.122	19.105	2.330	0.017

$$W_{TOTAL} = 1.252.800 \leq 1.112.328 \quad 1.252.620$$

$$\overline{W}_1 = \frac{(1.112.328)^2}{1.252.620} = 987.714^K$$

$$V_{01} = 0.086 \times 987.714^K = 84.935^K$$



7) SE DISTRIBUYE VERTICALMENTE ESTE CORTE POR MEDIO DEL VALOR C_i . POR EJEMPLO, PARA EL NIVEL 6 SE TENDRA:

$$C_i = \frac{197.159}{1.112.328} = 0.177$$

$$F_i = 0.177 \times 84.935^K = 15.055^K$$

NIVEL	C_i	F_i	V_i
8	0.203	17.226	17.226
7	0.194	16.478	33.704
6	0.177	15.055	48.759
5	0.153	12.998	61.757
4	0.122	10.376	72.133
3	0.086	7.343	79.476
2	0.047	3.996	83.472
1	0.017	1.463	84.935

8) SE COMPRUEBAN AL FINAL LOS VALORES COMPARANDO V_i DEL NIVEL 1 CON V_{01}

$$V_i = 84.935^K$$

$$V_{01} = 84.935^K \quad OK$$

SE REPITE EL CALCULO PARA LOS MODOS 2 Y 3 LO CUAL APARECE RESUMIDO EN LAS TABLAS SIGUIENTES.

9) FUERZAS MODALES EN EL 2° MODO SE DETERMINARA Δ_d

$$T_2 = 0.425 \text{ seg.}$$

$$T^* = 1 \text{ seg.}$$

$$0.15 \text{ seg.} < T_2 < 1 \text{ seg.}$$

$$\Delta_d = \frac{\alpha \beta \Delta_0}{R} \quad (7-3)$$



10) SE DEBERA DETERMINAR EL VALOR DE R

COMO $T > 0.15 \text{ seg.}$

$$R = D$$

$$D = 6.0$$

11) SE CALCULA Δd

$$\Delta d = \frac{1.0 \times 2 \times 0.30}{6.0} = 0.10$$

12) SE CALCULA EL CORTE BASAL

$$V_{02} = \bar{W} \times \Delta d \quad (9-15)$$

ELABORANDO LA SIGUIENTE TABLA:

NIVEL	W_i	ϕ_2	$W_i \phi_2$	$W_i \phi_2^2$	C_2
8	156.600	-1.379	-215.951	297.797	-0.543
7	"	-0.861	-134.833	116.091	-0.339
6	"	-0.043	-6.734	290	-0.017
5	"	0.789	123.557	97.487	0.311
4	"	1.334	208.904	278.678	0.526
3	"	1.393	218.144	303.874	0.549
2	"	0.936	146.577	137.196	0.369
1	"	0.369	57.785	21.323	0.145

$$W_{\text{TOTAL}} = 1.252.800 \quad \Sigma = 397.449 \quad 1.252.736$$

$$\bar{W}_2 = \frac{(397.449)^2}{1.252.736} = 126.096^k$$

$$V_{02} = 0.10 \times 126.096^k = 12.610^k$$

13) SE SACAN LOS VALORES DE LAS FUERZAS Y CORTES SISMICOS DEL MODO 2.



NIVEL	C_2	F_i	V_i
8	-0.543	-6.851	-6.851
7	-0.339	-4.278	-11.129
6	-0.017	-2.14	-11.343
5	0.311	3.920	-7.423
4	0.526	6.628	-7.95
3	0.549	6.921	6.126
2	0.369	4.651	10.777
1	0.145	1.833	12.610

14) FUERZAS MODALES EN EL 3º MODO
SE DETERMINA Δd

$$T_3 = 0.256 \text{ seg.}$$

$$T^* = 1 \text{ seg.}$$

$$0.15 < T_3 < 1 \text{ seg.}$$

$$\Delta d = \frac{\alpha B \Delta_0}{R} \quad (7-3)$$

15) SE DETERMINA EL VALOR DE R

COMO $T > 0.15 \text{ seg.}$

$$R = D$$

$$D = 6.0$$

16) SE CALCULA Δd

$$\Delta d = \frac{1.0 \times 2 \times 0.30}{6.0} = 0.10$$

17) SE CALCULA EL CORTE BASAL

$$V_{03} = \bar{W} \times \Delta d \quad (9-15)$$

ELABORANDO LA TABLA SIGUIENTE:



NIVEL	W_i	ϕ_3	$W_i \phi_3$	$W_i \phi_3^2$	C_3
8	156.600	1.261	197.473	249.013	0.763
7	"	0.038	5.951	226	0.023
6	"	-1.187	-185.884	220.645	-0.718
5	"	-1.293	-202.484	261.812	-0.782
4	"	-0.182	-28.501	5.187	-0.110
3	"	1.100	172.260	189.486	0.665
2	"	1.311	203.303	269.152	0.793
1	"	0.605	94.743	57.320	0.366

$$\Sigma 258.861 \leq 1.252.841$$

$$W_3 = \frac{(258.861)^2}{1.252.841} = 53.486$$

$$V_{03} = 0.10 \times 53.486 = 5.349 \text{ K}$$

- 18) SE SACAN LOS VALORES DE LAS FUERZAS Y CORTES SISMICOS DEL MODO 3 POR MEDIO DE C_3

$$F_i = V_{03} \times C_3$$

NIVEL	C_3	F_i	V_i
8	0.763	4.081	4.081
7	0.023	123	4.204
6	-0.718	-3.840	364
5	-0.782	-4.183	-3.819
4	-0.110	-588	-4.407
3	0.665	3.558	-849
2	0.793	4.242	3.393
1	0.366	1.958	5.351

- 19) FUERZAS MODALES DEL ANALISIS MODAL
LOS VALORES DEFINITIVOS DEL CORTE BASAL Y CORTE EN CADA PISO SE DETERMINARAN POR COMBINACION DE LOS RESPECTIVOS VALORES MODALES TOMANDO LA RAIZ CUADRADA DE LA SUMA DE LOS CUADRADOS DE CADA VALOR MODAL.



NIVEL	V_1	V_2	V_3	$V = \sqrt{V_1^2 + V_2^2 + V_3^2}$
8	17.226	-6.851	4.081	18.982
7	33.704	-11.129	4.204	35.742
6	48.759	-11.343	364	50.062
5	61.757	-7.423	-3.819	62.319
4	72.133	-795	-4.407	72.279
3	79.476	6.126	-849	79.716
2	83.472	10.777	3.393	84.233
1	84.935	12.610	5.351	86.032

ESTOS VALORES DEBERAN SER COMPARADOS CON LOS OBTENIDOS POR EL METODO ESTATICO EQUIVALENTE CON PERIODO $T = 1.4 T_a$

- 20) SE CALCULA EL CORTE EN LA BASE

$$\bar{V}_0 = U \times \Delta d \times W$$

$$U = \frac{3}{2} \frac{(N+1)}{(2N+1)} \quad (9-1)$$

$$U = 0.80 + \frac{1}{20} \left(\frac{T}{T^*} - 1 \right) \quad (9-3)$$

- 21) PARA UNA ESTRUCTURA TIPO I (VER TABLA DEL "RESUMEN DEL METODO ESTATICO EQUIVALENTE")

$$T_a = 0.061 h^{3/4}$$

$$T_a = 0.061 \times 28^{3/4} = 0.74 \text{ seg.}$$

$$T = 1.4 T_a = 1.4 \times 0.74 = 1.036 \text{ seg.}$$

COMO SE TIENE UN TIPO DE SUELO COHESIVO BLANDO SE TIENE PERFIL DE SUELOS S3 Y

$$\beta = 2.0 \quad T^* = 1.0 \quad \rho = 0.6$$

- 22) SE HALLA EL VALOR DE MODIFICACION U QUE SERA EL MAYOR DE ESTOS DOS VALORES

$$U = \frac{3}{2} \frac{(8+1)}{(16+1)} = 0.79$$

$$U = 0.80 + \frac{1}{20} \left(\frac{1.036}{1} - 1 \right) = 0.802$$

SE USARA $U = 0.802$



23) SE CALCULA LA ORDENADA DEL ESPECTRO DE DISEÑO
COMO $T > T^*$

$$\Delta d = \alpha \beta \frac{\Delta_0}{R} \left(\frac{T^*}{T} \right)^p$$

PARA $T > 0.15$ EL FACTOR DE REDUCCION $R = D = 6.0$

$$\Delta d = \frac{1 \times 2.0 \times 0.3}{6.0} \times \left(\frac{1}{1.036} \right)^{0.6}$$

$$\Delta d = 0.0979$$

24) SABRIENDO QUE $\sum W = 1.252.800^k$ CALCULAMOS

$$\overline{V}_0 = \Delta d \times \sum W$$

$$\overline{V}_0 = 0.0979 \times 1.252.800^k$$

$$\overline{V}_0 = 98.365^k$$

25) SE HALLAN LAS FUERZAS Y CORTES SISMICOS EN
CADA NIVEL (VER EN "RESUMEN ESQUEMATICO
DEL METODO ESTATICO EQUIVALENTE" LA DISTRI-
BUCION VERTICAL DE LA FUERZA SISMICA)

LA FUERZA CONCENTRADA EN EL ULTIMO NIVEL ES:

$$F_t = \left(0.06 \frac{T}{T^*} - 0.02 \right) V_0$$

$$F_t = \left(0.06 \frac{1.036}{1} - 0.02 \right) \times 98.365^k$$

$$F_t = 4.147^k$$

COMO $F_t > 0.04 V_0 > 3.934^k$

SE TOMA $F_t = 4.147^k$

$$F_i = (V_0 - F_t) \times \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad (9-9)$$

$$F_i = 94.218 \times \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j}$$



NIVEL	W_i	h_i	$W_i h_i$	F_i	F_t	V_i
8	156.600	28.00	4.384.800	20.937	4.147	25.084
7	"	24.50	3.836.700	18.320	—	43.404
6	"	21.00	3.288.600	15.703	—	59.107
5	"	17.50	2.740.500	13.086	—	72.193
4	"	14.00	2.192.400	10.469	—	82.662
3	"	10.50	1.644.300	7.852	—	90.514
2	"	7.00	1.096.200	5.234	—	95.748
1	"	3.50	548.100	2.617	—	98.365

$$\sum = 19.731.600$$

26) COMO LAS FUERZAS Y CORTES OBTENIDAS SON
MAYORES QUE LAS OBTENIDAS POR EL METODO
DINAMICO, EL VALOR DE DISEÑO SE OBTENDRA
MULTIPLICANDO LOS VALORES OBTENIDOS EN EL
ESTUDIO DINAMICO POR LA RELACION $\frac{\overline{V}_0}{V_0}$

$$\frac{\overline{V}_0}{V_0} = \frac{98.365}{86.032} = 1.1433$$

NIVEL	V DINAMICO	V DISEÑO
8	18.982	21.703
7	35.742	40.866
6	50.062	57.239
5	62.319	71.252
4	72.279	82.640
3	79.716	91.143
2	84.233	96.308
1	86.032	98.365

METODO ESTATICO EQUIVALENTE

27) SE CALCULA EL CORTE EN LA BASE

$$V_0 = U \times \Delta d \times W \quad (9-1)$$

$$U = \frac{3}{2} \frac{(N+1)}{(2N+1)} \quad N = \text{NUMERO DE PISOS} \quad (9-2)$$

$$U = 0.80 + \frac{1}{20} \left(\frac{T}{T^*} - 1 \right) \quad (9-3)$$

28) SE OBTIENE EL VALOR ESTIMADO DEL PERIODO FUNDAMENTAL T (VER TABLA DEL "RESUMEN DEL METODO ESTATICO EQUIVALENTE") PARA UNA ESTRUCTURA TIPO I

$$T_0 = 0.061 h^{3/4}$$

$$T_0 = 0.061 \times 28^{3/4} = 0.74 \text{ seg.}$$

COMO SE TIENE UN TIPO DE SUELO COHESIVO BLANDO SE TIENE PERFIL DE SUELOS S3 Y

$$\beta = 2.0 \quad T^* = 1.0 \quad \rho = 0.6$$

29) SE HALLA ASI EL VALOR DE MODIFICACION U QUE SERA EL MAYOR DE ESTOS DOS VALORES

$$U = \frac{3}{2} \frac{(8+1)}{(16+1)} = 0.79$$

$$U = 0.80 + \frac{1}{20} \left(\frac{0.74}{1} - 1 \right) = 0.787$$

$$\text{SE USARA } U = 0.79$$

30) SE CALCULA LA ORDENADA DEL ESPECTRO DE DISEÑO

$$\text{COMO } 0.15 < T < T^*$$

$$0.15 < 0.74 < 1.0$$

QUEDA DEFINIDA POR

$$\Delta d = \frac{\alpha \beta \Delta_0}{R} \quad (7-3)$$

DADO QUE $T > 0.15$ EL FACTOR DE REDUCCION $R = D = 6.0$

$$\text{ASI QUE } \Delta d = \frac{1 \times 2.0 \times 0.3}{6.0} = 0.10$$

$$\Delta d = 0.10$$

31) SABIENDO QUE $\sum W = 1,252,800^k$ CALCULAMOS:

$$V_0 = 0.79 \times 0.10 \times 1,252,800$$

$$V_0 = 98,971^k$$

32) SE HALLAN LAS FUERZAS Y CORTES SISMICOS EN CADA NIVEL (VER EN "RESUMEN ESQUEMATICO DEL METODO ESTATICO EQUIVALENTE" LA DISTRIBUCION VERTICAL DE LA FUERZA SISMICA)

LA FUERZA CONCENTRADA EN EL ULTIMO NIVEL ES:

$$F_t = \left(0.06 \frac{T}{T^*} - 0.02 \right) V_0$$

$$F_t = \left(0.06 \frac{0.74}{1} - 0.02 \right) \times 98,971^k$$

$$F_t = 2,415^k$$

$$\text{COMO } F_t < 0.04 V_0 < 3,959^k$$

$$\text{SE TOMA } F_t = 3,959^k$$

Y SE HALLAN LOS VALORES DE F_i POR LA FORMULA

$$F_i = (V_0 - F_t) \times \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad (9-9)$$

$$F_i = 95,012 \times \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j}$$

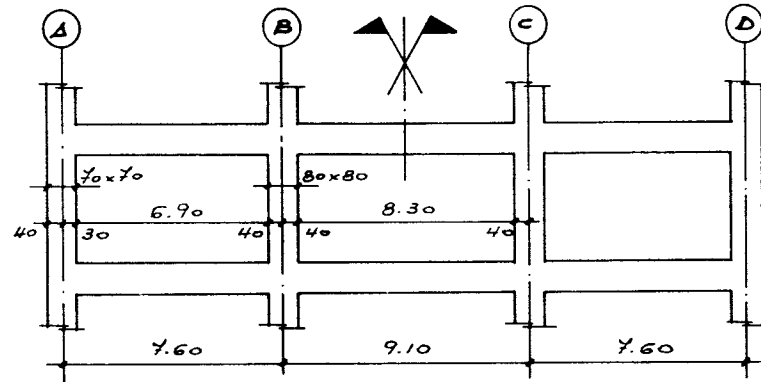
NIVEL	W_i	h_i	$W_i h_i$	F_i	F_t	V_i
8	156.600	28.00	4,384.800	21.113	3,959	25.073
7	"	24.50	3,836.700	18.475	—	43.548
6	"	21.00	3,288.600	15.839	—	59.383
5	"	17.50	2,740.500	13.196	—	72.979
4	"	14.00	2,192.400	10.557	—	83.136
3	"	10.50	1,644.300	7.918	—	91.054
2	"	7.00	1,096.200	5.278	—	96.332
1	"	3.50	548.100	2.639	—	98.971

$$\sum 19,731.600$$



DISEÑO DE UN PORTICO APLICANDO LAS PRESCRIPCIONES DEL CAPITULO 18 PARA NIVEL DE DISEÑO 3.

1) ESQUEMA DE VIGAS Y COLUMNAS DE UN PISO DEL PORTICO.



2) DISEÑO DE LA VIGA

2.1 SOLICITACIONES

CASOS DE CARGA	MOMENTO M_u TRAMO AB (T-mt)			MOMENTO M_u TRAMO BC (T-mt)	
	APOYO A	TRAMO AB	APOYO B	APOYO B	TRAMO BC
1.4 CP + 1.7 CV $q_u = 8.73 \text{ T/m.}$	-46.8	+87.67	-56.60	-46.04	+40.60
S	± 68.75	± 5.75	± 66.60	± 86.05	0.00
0.75(1.4 CP + 1.7 CV) \pm S	-100.81	+33.94	+24.15	-122.08	+30.45
	+36.67	+82.44	-107.05	+50.02	+30.45
0.9 CP \pm S	-95.69	+27.86	+41.63	-107.24	+23.88
	+41.85	+16.36	-91.57	+64.86	+23.88



2.2 VERIFICACION DE LAS CONDICIONES GENERALES

$$a) N_u \leq 0.1 A_g f'_c = 0.1 \times 50 \times 95 \times 0.250 = 118.75 \text{ T}$$

$$N_u = 27.5 \text{ T} < 118.75 \text{ T} \quad \checkmark$$

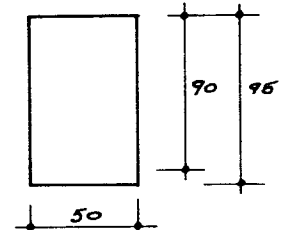
$$b) \frac{f_n}{d} \geq 4.0 \quad \frac{690}{90} = 7.7 > 4.0 \quad \checkmark$$

$$c) \frac{b_w}{h} \geq 0.30 \quad \frac{50}{95} = 0.53 > 0.30 \quad \checkmark$$

$$d) b_w \geq 25 \quad 50 > 25 \quad \checkmark$$

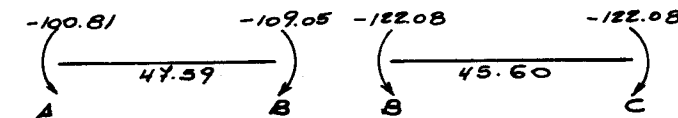
$$e) b_w \leq b_{col} + 0.75(2h) \quad 50 + 0.75(2 \times 95) = 143.2$$

$$b_w = 50 < 143.2 \quad \checkmark$$



2.3 REFUERZO DE LA VIGA POR FLEXION Y CORTE

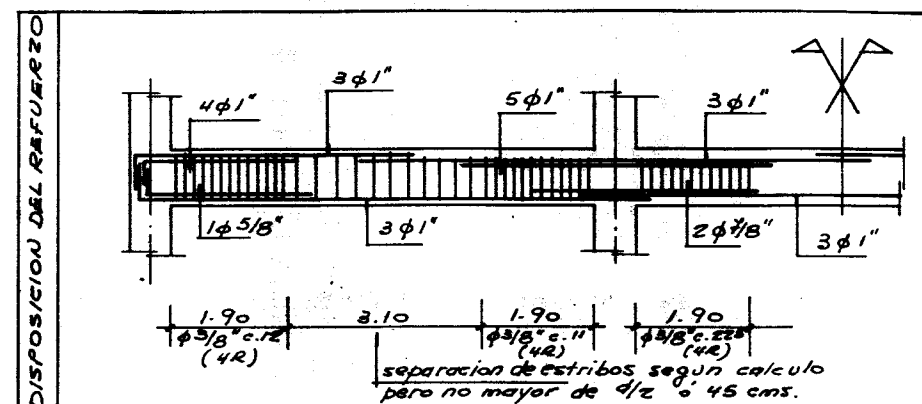
DE LA TABLA DE SOLICITACIONES SE OBTIENEN LOS SIGUIENTES VALORES MAXIMOS:



$f'_c = 250 \text{ K/cm}^2$	$b = 50 \text{ cms.}$	SE ADOPTA: $\rho = 0.18$	SEGUN TABLA 4.5 $\phi R_{ub} d^2 = 146606 \text{ K}\cdot\text{m}$ $\phi f_y \rho d = 3041$ $\phi f_y (d-d') = 3218$
$f_y = 4200 \text{ K/cm}^2$	$h = 95 \text{ ''}$		
	$d = 90 \text{ ''}$		
	$d' = 5 \text{ ''}$		



POR MOMENTO	$M_{max} (Ton-m)$	-100.81	-122.08	
		41.85	37.59	64.86 40.60
	$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y d}$	33.15		40.15
		13.76 (K.58)	12.36	21.32 13.25
	Δs colocado	7 ϕ 1" (35.49)		8 ϕ 1" (40.56)
POR CORTE		3 ϕ 1"+1 ϕ 5/8" (17.19)	3 ϕ 1" (15.21)	3 ϕ 1"+2 ϕ 5/8" (22.95) 3 ϕ 1" (15.21)
	$\rho = \frac{A_s}{bwd}$	0.0078		0.0090
		0.0038	0.0034	0.0051 0.0034
	$M_u = 0.90 A_s f_y d$	111.40		125.68
	$(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_c})$	56.28	50.00	74.09 50.00
	$V_o = q_u \frac{\ell_n}{2}$	30.12		30.12 36.22
	$M_u = 1.25 f_y A_s d \times$	151.49		170.25
	$\times (1 - 0.59 \rho \frac{1.25 f_y}{f_c})$	77.39		101.59
	$V_H = \frac{M_2 + M_3}{\ell_n}$	36.67		45.89 32.75
	$V_u = V_o + V_H$	66.79		76.01 68.97
	SEGUN TABLA 4.1	0		0 37.71
	$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} bwd$			DONDE $V_H > V_o$, SE TOMA $V_c = 0$
	$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$	78.58		89.42 43.43
	$\phi = 0.85$			
	DE LA TABLA 4.1			
	$V_{s max} = 2.1 \sqrt{f'_c} bwd$	149.4	$> V_s$ ✓	149.4 $> V_s$ ✓
	ESTRIBOS SEGUN TABLA 6.12	ϕ 3/8" c.12 4R	ϕ 3/8" c.11 4R	ϕ 3/8" c.225 4R
	SEPARACION MINIMA PERMITIDA EN ZONA DE CONFINAMIENTO	22.5 ✓		22.5 ✓ 22.5 ✓



3) DISEÑO DE UNA COLUMNA :

3.1 SOLICITACIONES : DEL ANALISIS DE LA ESTRUCTURA SE OBTIENEN LOS VALORES DE CARGA Y MOMENTO EN LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS.

SOLICITACIONES DE CARGA	PISOS 1 y 2		
	COLUMNA A		
	$P_u (T)$	$M_l (T-m)$	$M_s (T-m)$
1.4 CP + 1.7 CV	-279.87	24.7	21.1
$S = 145.00$	354.90	54.28	48.83
$0.75(1.4CP + 1.7CV) \pm S$	64.90	-17.23	-17.18
$0.9CP \pm S$	289.45	48.50	43.89
	-0.55	-23.00	-22.11
S	145	35.75	33.00

COLUMNA DEL EJE Δ.

3.2 VERIFICACION DE LAS CONDICIONES GENERALES :

a) $0.1 A_g f'_c = 0.1 \times 70 \times 50 \times 250 = 87.50 \text{ Tn.} < 354.90 \text{ Tn.} \checkmark$

b) $b = 70 \text{ cms.} > 30 \text{ cms.} \checkmark$

c) $\frac{b}{h} = \frac{70}{50} = 1.4 > 0.4 \checkmark$



3.3 DISEÑO SEGUN TABLA 5.8

$$\mu = \frac{M_u}{f_c b h^2} = \frac{54.28}{.25 \times .50 \times 4900} = 0.0886$$

$$\gamma = \frac{P_u}{f_c b h} = \frac{354.90}{.25 \times .50 \times 70} = 0.41, \quad \gamma = 0.90$$

DE LA TABLA $\rho = 1\%$ ARMADURA: $12 \phi \frac{7}{8}" A_s = 46.44 \text{ cm}^2$

3.4 REVISION SEGUN DISEÑO ANTISISMICO

ARMADURA LONGITUDINAL	COEFICIENTE DE MOMENTO ULTIMO	$\rho = \frac{46.44}{3500} = 0.0133 \quad \gamma = 0.41$, con estos valores y $\gamma = 0.90$ se obtiene de la tabla 5.8 $W = 0.095$
	RESISTENCIA A LA FLEXION DE LA COLUMNA RELATIVA A LAS VIGAS CONCURRENTES	<p>SE CALCULA $M_u = 0.095 \times 0.85 \times .250 \times .50 \times 70^2 = 49.45 \text{ T-m}$</p> <p>SE COMPROBEA QUE: $\frac{\sum M_c}{\sum M_v} \geq 1.20$</p> <p>$\frac{49.45 + 49.45}{111.4} = 0.88 < 1.20$, no cumple, se aumenta la columna a 70×70 y se repite el calculo con las nuevas dimensiones.</p> <p>$\rho = 1\%$ $A_s = 49 \text{ cm}^2$ ARMADURA: $4 \phi 1" + 8 \phi \frac{7}{8}"$, $A_s = 51.24$</p> <p>$\rho = \frac{51.24}{70 \times 70} = 0.0105$, se entra en la tabla 5.8 con $\rho = 1\%$, $\gamma = 0.41$ y $\gamma = 0.90$ Y SE OBTIENE $\mu = 0.096$</p> <p>SE CALCULA $M_u = 0.096 \times 0.85 \times .250 \times 70 \times 70^2 = 69.97 \text{ T-m}$</p> <p>SE VERIFICA:</p> <p>$\frac{69.97 + 69.97}{111.4} = 1.25 > 1.2 \quad \checkmark$</p>



ARMADURA TRANSVERSAL

LONGITUD
DE
CONFINAMIENTO

mayor DIMENSION = 70 cm
 $\frac{l_n}{6} = \frac{300 - 95}{6} = 34 \text{ cms.}$
 $l_0 \geq 45 \text{ cms.}$

SE ADOPTA EL
MAYOR VALOR
 $l_0 = 70 \text{ cms.}$

SEPARACION
EN ZONA DE
CONFINAMIENTO

$\frac{1}{4}$ menor dimension = $\frac{70}{4} = 17.5 \text{ cms.}$
 $5 \leq 10 \text{ cms.}$

SE TOMA
 $l_0 \geq 70 \text{ cms.}$

AREA DE LAS LIGADURAS

$h_c = 70 - 8 = 62 \text{ cms.}$
 $A_g = 70 \times 70 = 4900 \text{ cms.}$
 $\Delta c_h = 62 \times 62 = 3844 \text{ cms.}$

$$\Delta s_h = 0.12 \left(s \times h_c \frac{f_c}{f_y} \right) = 0.12 \left(10 \times 62 \frac{250}{4200} \right) = 4.4286$$

$$\Delta s_h = 0.30 \left(s \times h_c \frac{f_c}{f_y} \right) \left(\frac{A_s}{\Delta c_h} - 1 \right) =$$

$$= 0.30 \left(10 \times 62 \times \frac{250}{4200} \right) \left(\frac{4900}{3844} - 1 \right) = 3.04$$

SE ADOPTA: Lig. $\phi \frac{1}{2}"$ de 4 ramas c. 10 cms.
 $(\Delta s_h = 4 \times 1.27 = 5.08) \checkmark$

PROCEDIMIENTO

SE CALCULARAN LOS MAXIMOS MOMENTOS
RESISTENTES NOMINALES EN LOS DIVERSOS
CASOS DE CARGA, CON $P = 0.0105$ y $\rho = 0.90$
SE OBTIENEN DE LA TABLA LOS VALORES DE μ

P_u	$\gamma = \frac{P_u}{f_c b h}$	W	$M_u = \mu f_c b h^2$	$N_n = \frac{m_o}{\phi}$
279.87	0.228	0.108		
354.90	0.290	0.110	94.325	134.75
64.90	0.033	0.073		
289.45	0.236	0.108		
-0.55	0.000	0.033		

$$V_u = \frac{\sum M_n}{l_n} = \frac{2 \times 134.75}{2.40} = 112.3$$

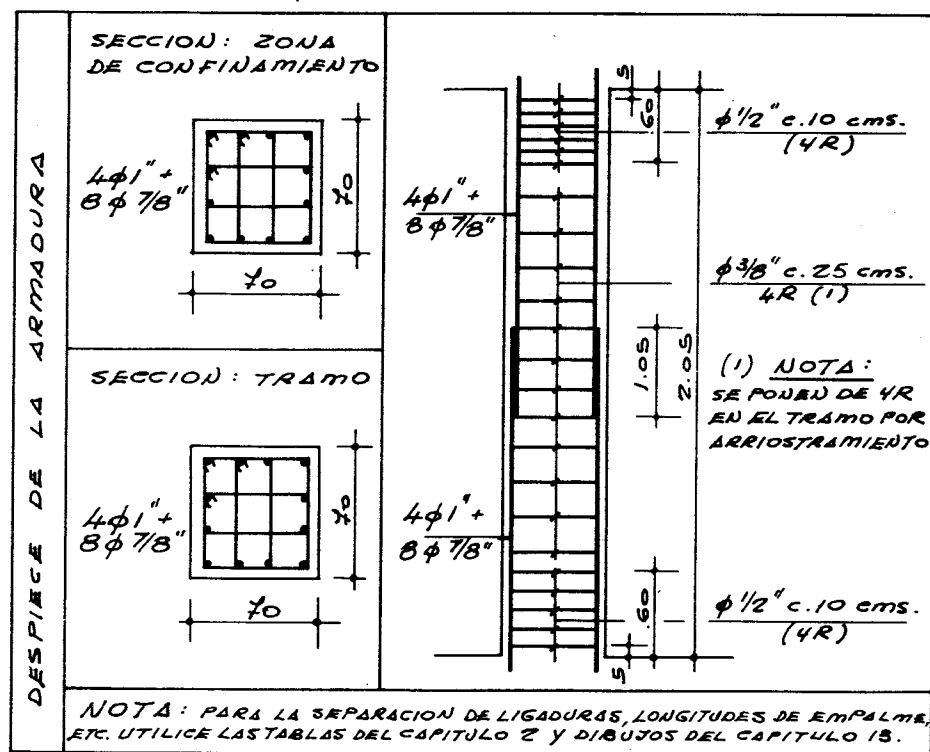
(CONTINUA)



Detalles del Armado para el Diseño de Elementos Estructurales de Edificaciones Antisísmicas

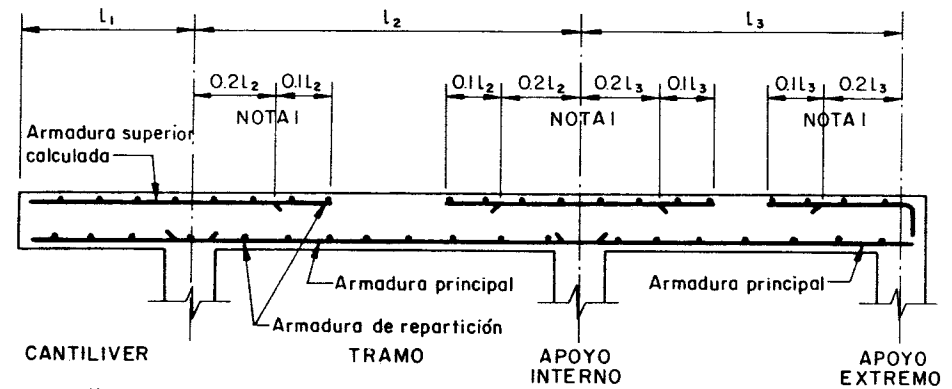
CAPITULO

13

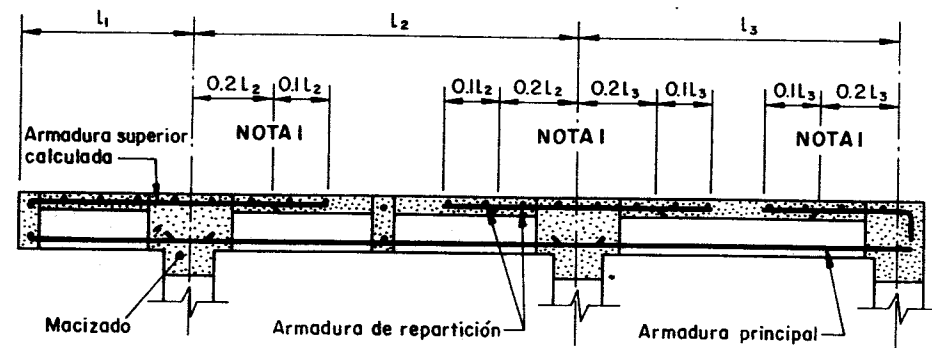




LOSA MACIZA (armada en una dirección)



LOSA NERVADA (armada en una dirección)



NOTA I: Cabillas para ser cortadas según lo necesario por cálculo, pero nunca menos de lo indicado

LOSA DE ESCALERA (Simplemente apoyada)

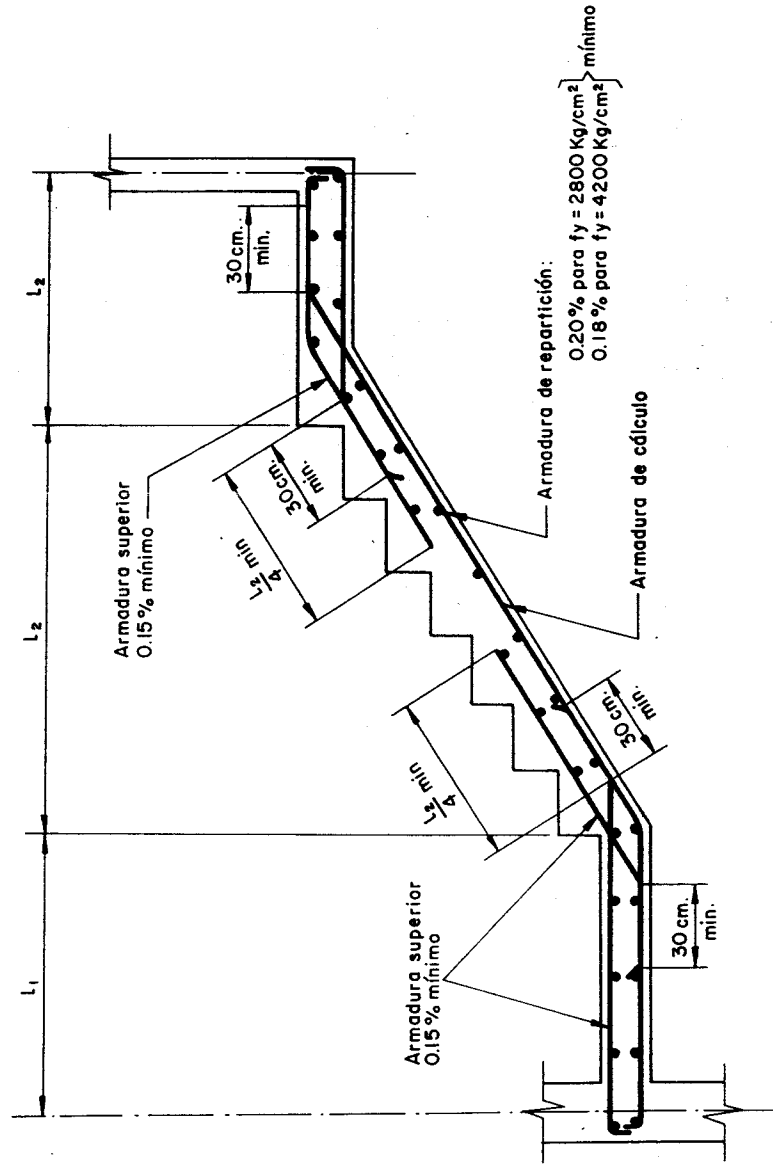
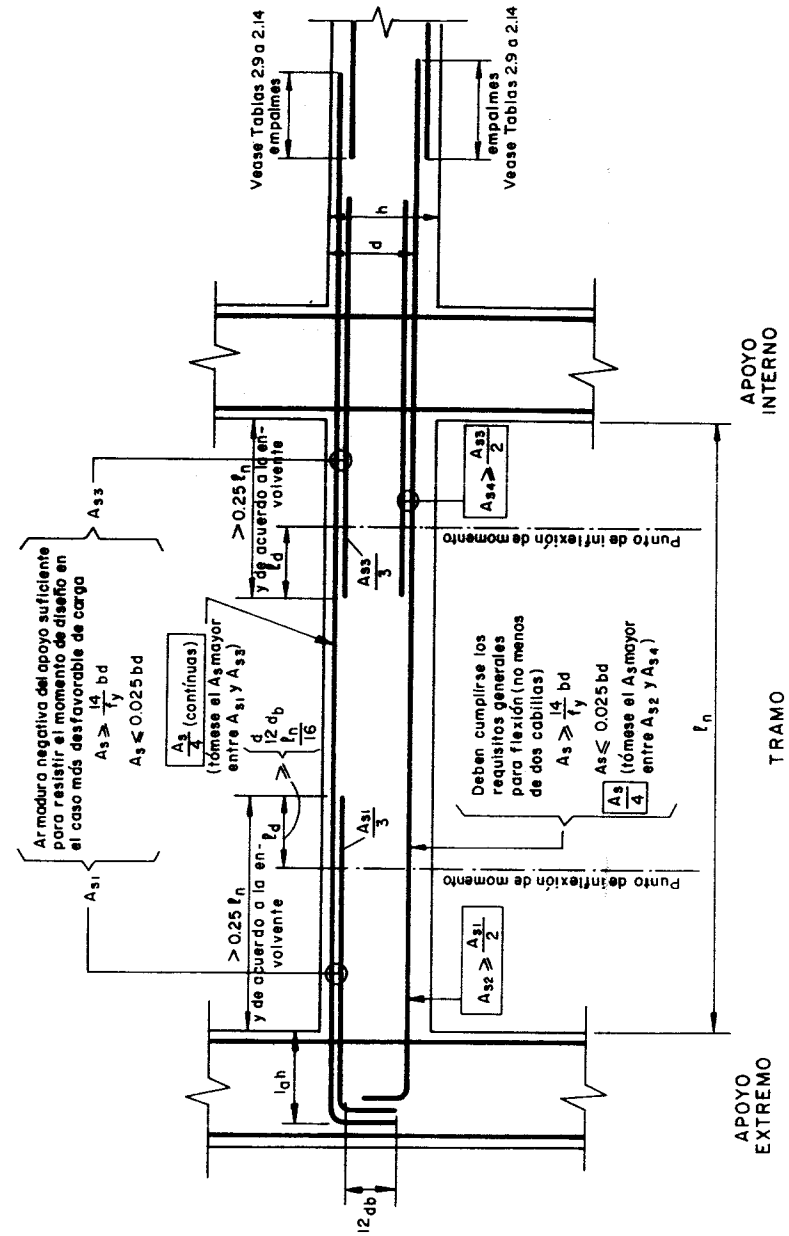


Fig. 13.3



NOTA:
Los
requ

Fig. 13.4

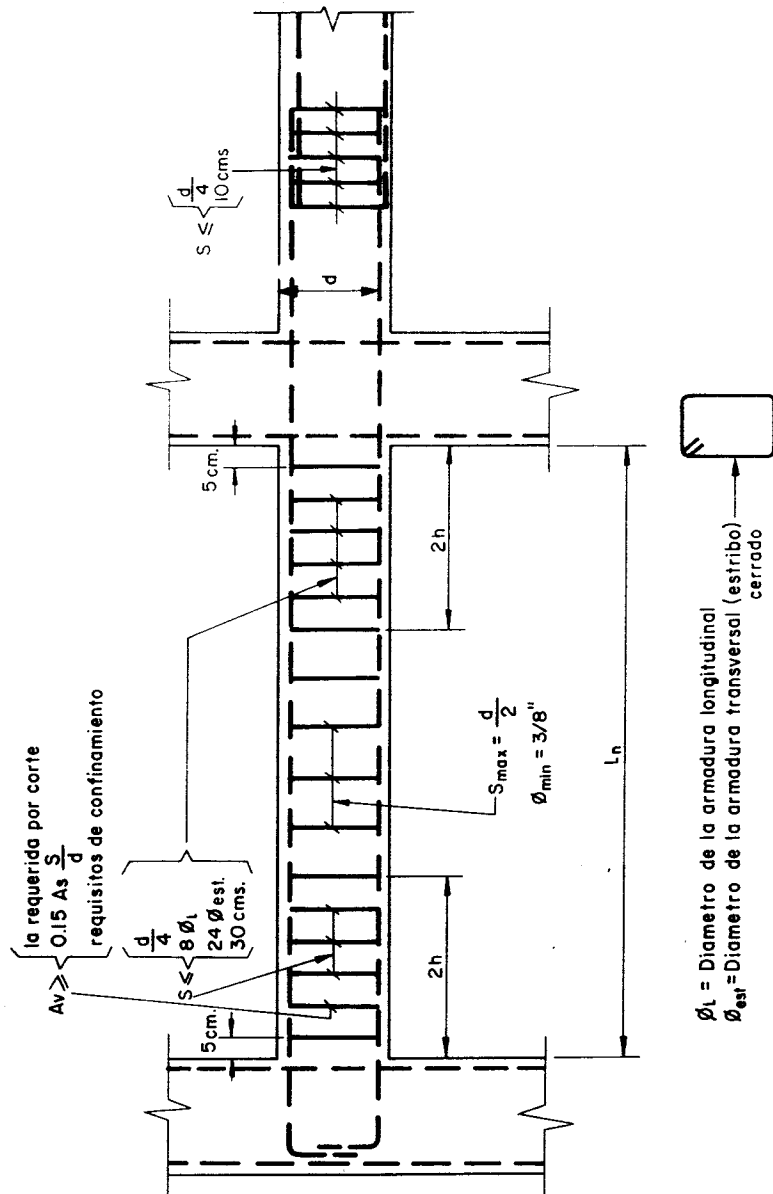


Fig. 13.5 Requisitos válidos para los niveles de diseño 3 y 2

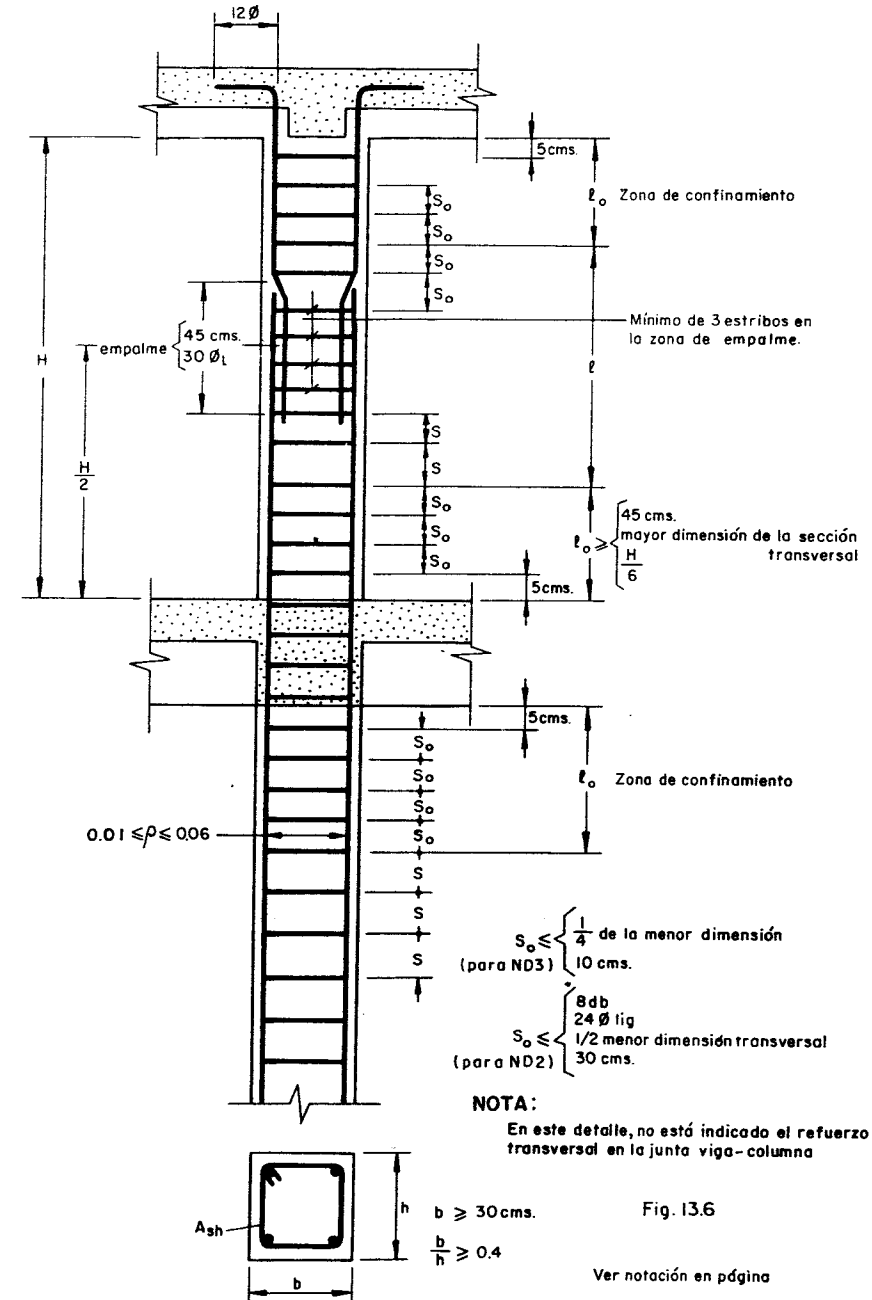


Fig. 13.6

Ver notación en página

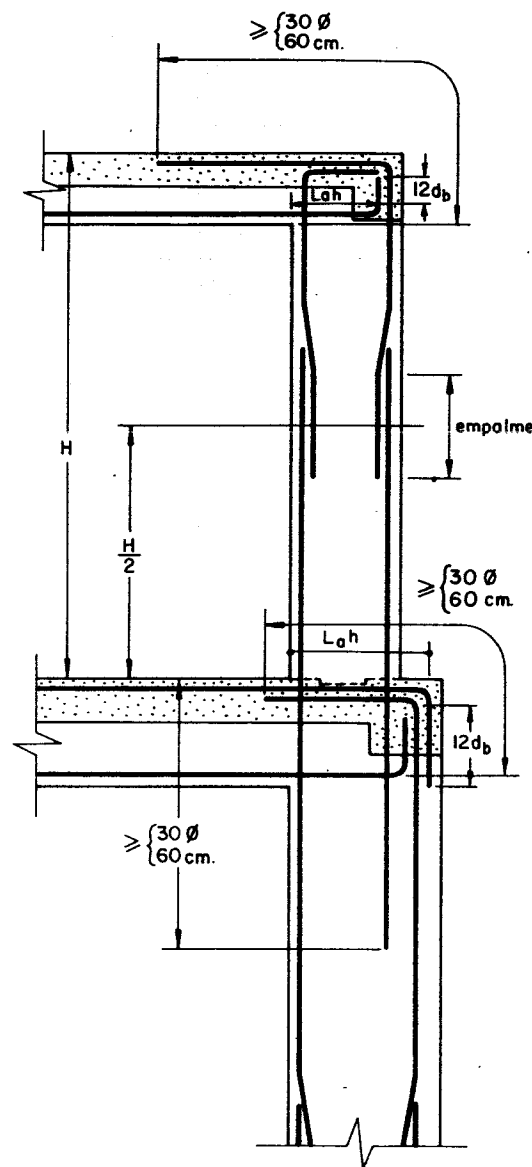


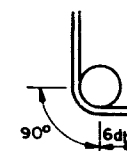
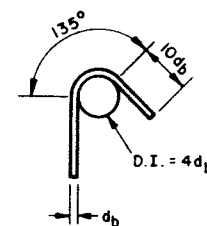
Fig. 13.7



NOTACION:

 A_{sh} = Área del estribo (una rama) A_g = Área total de la Sección A_c = Área del núcleo L_h = Longitud no soportada del estribo l = Longitud fuera de la zona confinada l_o = Longitud de la zona confinada S = Separación de estribos fuera de la zona confinada S_o = Separación de estribos dentro de la zona confinada

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3 \left(S \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \cdot \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \\ 0.12 S \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} \end{cases}$$

DETALLE DE
GANCHO DE LAS
LIGADURAS DE
LAS COLUMNASDETALLE DE LA
BOTELLA DE LA
CABILLA PRINCIPAL

$$\frac{b}{a} \leq 10$$

$$b > 30 \text{ cms}$$

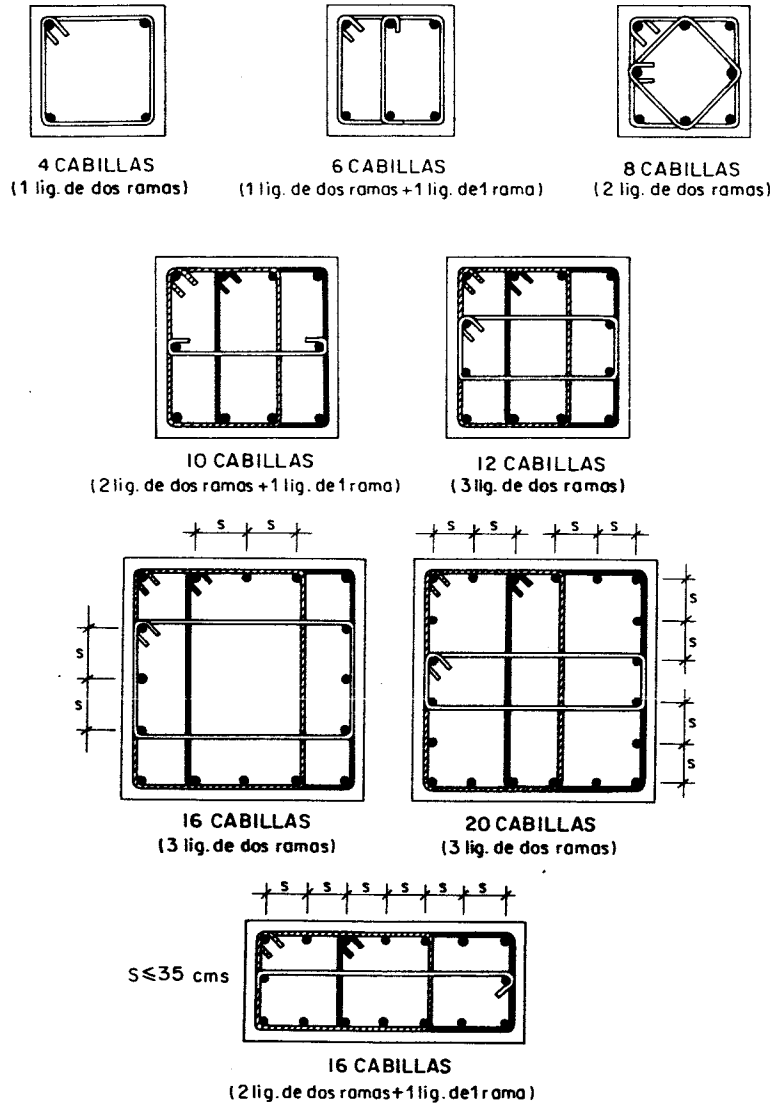


Fig. 13.8

FUNDACION DIRECTA AISLADA

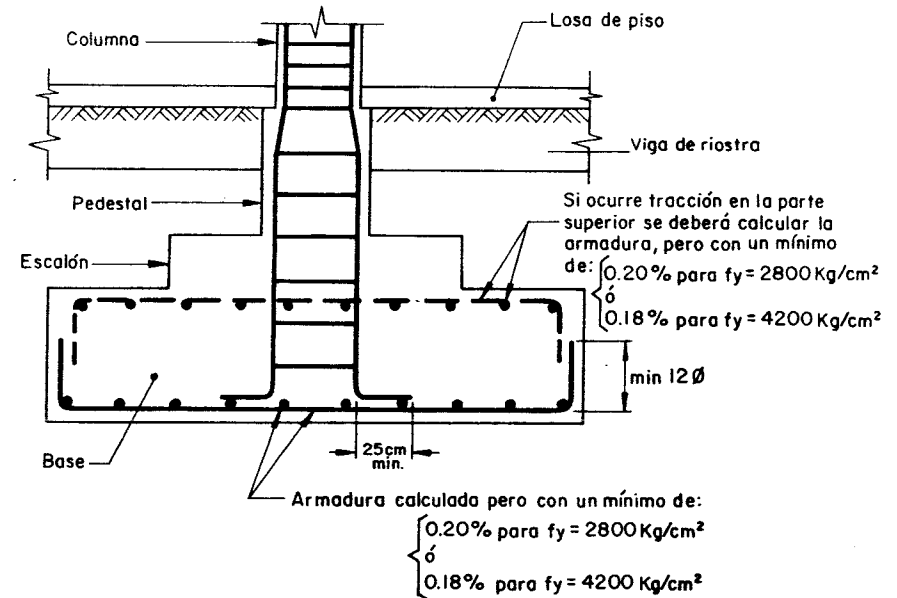


Fig. 13.9

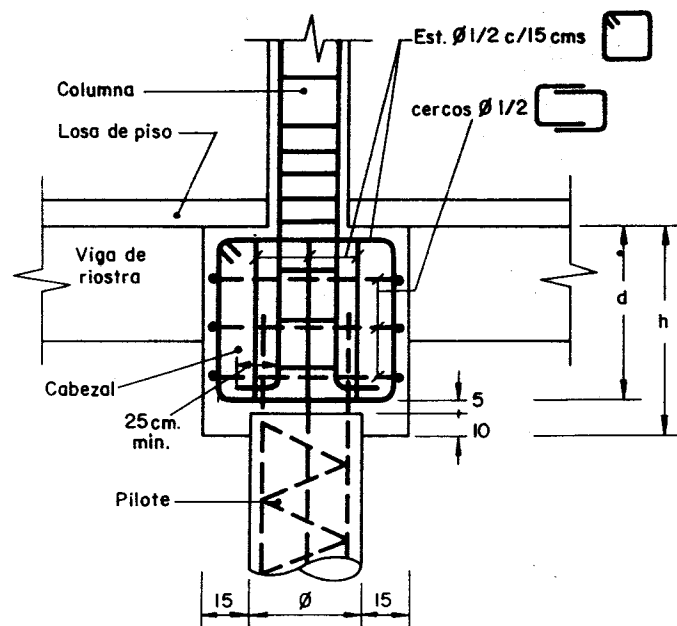
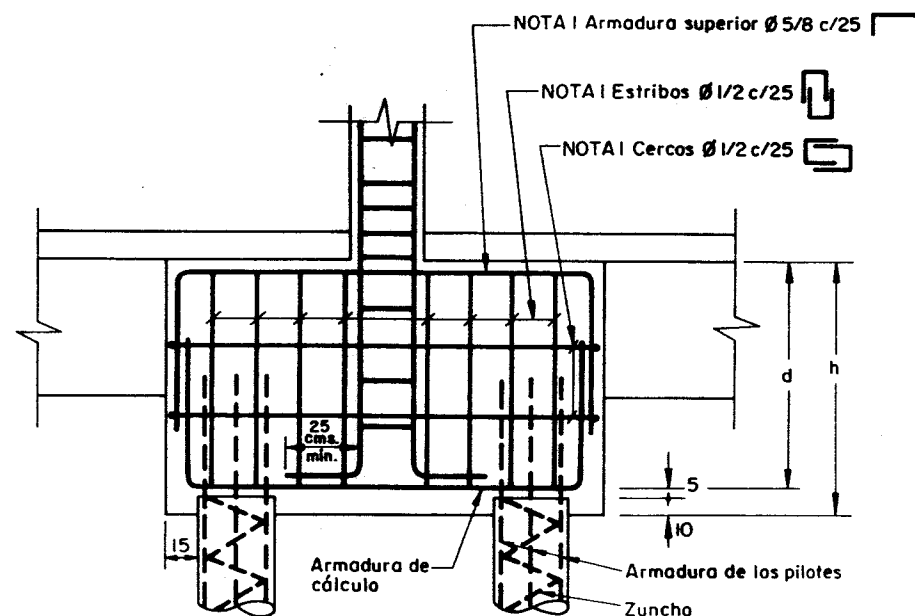
**CABEZAL DE UN PILOTE**

Fig. 13.10

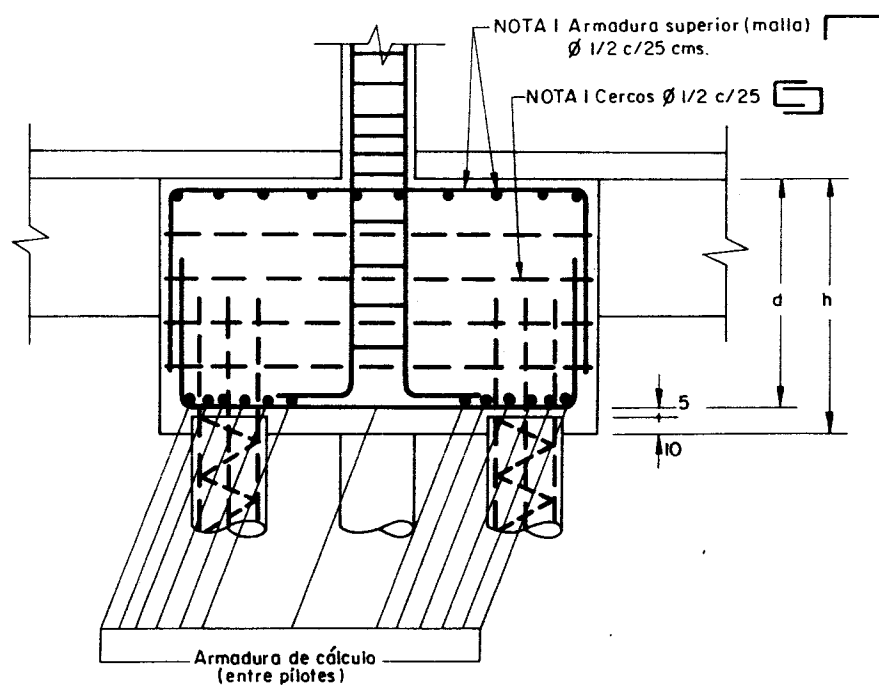
**CABEZALES DE DOS PILOTES**

NOTA I. Armaduras que se recomiendan colocar en los cabezales de 2 pilotes

Fig. 13.11



CABEZALES DE TRES PILOTES

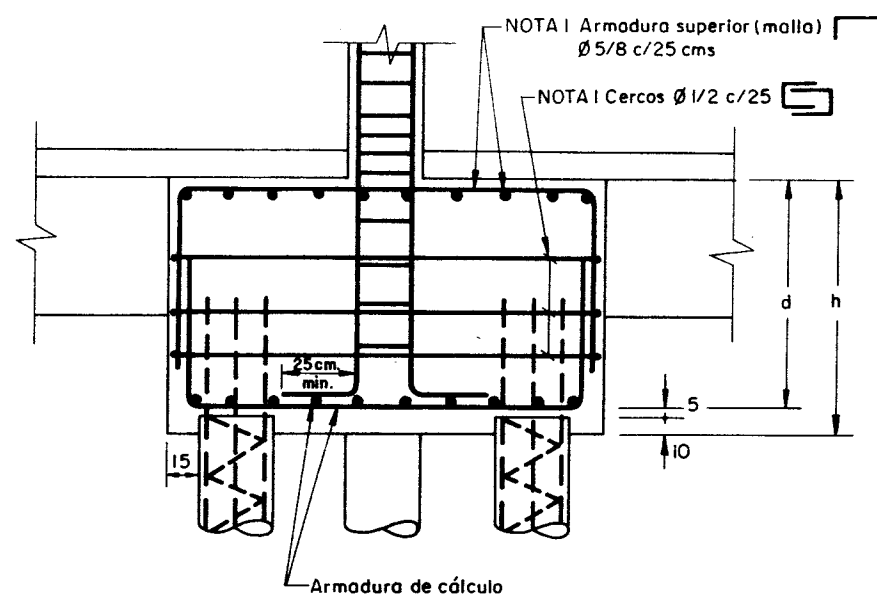


NOTA I: Armaduras que se recomiendan colocar en los cabezales de 3 pilotes

Fig. 13.12

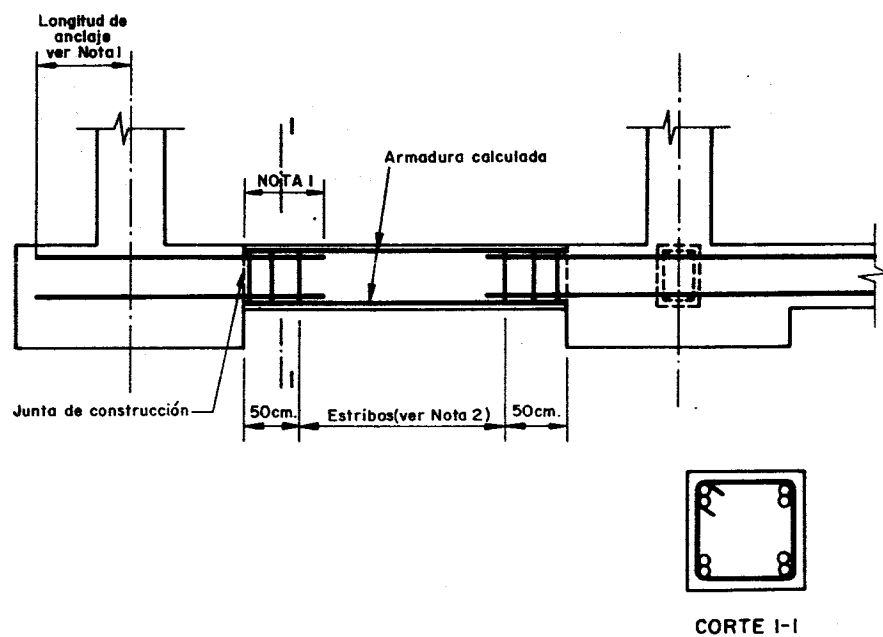


CABEZALES DE CUATRO A 10 PILOTES



NOTA I: Armaduras que se recomiendan colocar en los cabezales de 4 a 10 pilotes

Fig. 13.13

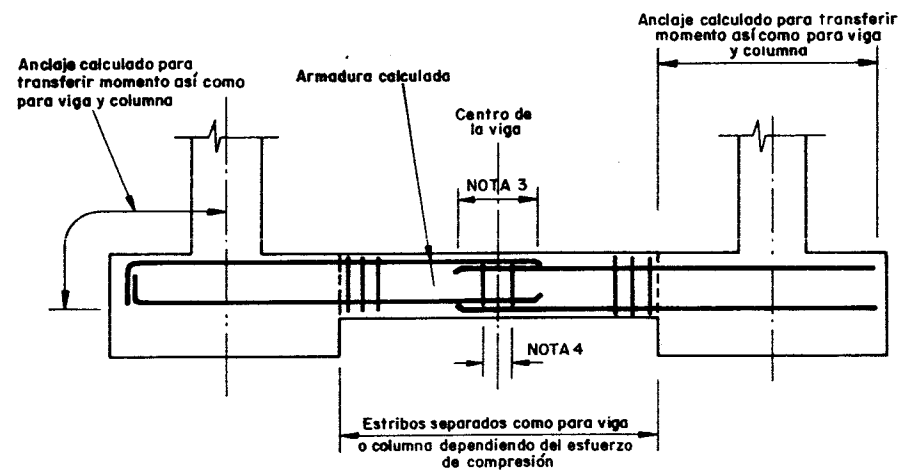


VIGAS DE RIOSTRA PARA RESISTIR TRACCION Y COMPRESION

NOTAS: 1.- Longitud de anclaje calculada pero no menor de $30 \varnothing$

2.- Estribos con separación $\leq \begin{cases} 12 \varnothing \\ 30 \text{ cms.} \end{cases}$

Fig. 13.14



VIGAS DE RIOSTRA PARA RESISTIR MOMENTO Y FUERZA AXIAL

NOTAS: 3.- Longitud de empalme para barras a tracción

4.- Estribos de confinamiento como para vigas

Fig. 13.15

*Guía para el Uso de la Norma
del Viento en el Proyecto
de Edificaciones*





1.	ESTABILIDAD GENERAL (Art. 3.4)		
	VOLCAMIENTO	DESLIZAMIENTO	MONTAJE Y CONSTRUCCION

2.	CLASIFICACION SEGUN SU USO (Art. 4.1)				FACTOR DE IMPORTANCIA EOLICA α (Tabla 4.1)
	GRUPO A	GRUPO B	GRUPO C	MIXTOS	

3.	CLASIFICACION SEGUN SUS CARACTERISTICAS DE RESPUESTA (Art. 4.2)			
	TIPO I	TIPO II	TIPO III	TIPO IV

4.	SELECCION DE LA VELOCIDAD BASICA (Fig. 5.1 y Tabla 5.1)
----	------------------------------------------------------------

5.	CLASIFICACION DE LOS TIPOS DE EXPOSICION (Arts. 5.2 y 5.3)			
	PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES RESISTENTES PRINCIPALES Y			
	SISTEMAS DE COMPONENTES Y CERRAMIENTOS			
	TIPO A	TIPO B	TIPO C	TIPO D

6.	METODOS DE ANALISIS (Art. 6.1)	
	PROCEDIMIENTOS ANALITICOS	PROCEDIMIENTOS EXPERIMENTALES

Las secciones, tablas y fórmulas señaladas con () se refieren a la Norma para el Cálculo de la Acción del Viento en Edificaciones. COVENIN-MINDUR.



14.1 ESTABILIDAD GENERAL

LA ESTABILIDAD CONTRA EL VOLCAMIENTO

El momento de volcamiento debido a las acciones por viento no excederá las dos terceras partes del momento estabilizante debido a las acciones permanentes, a menos que la estructura esté anclada adecuadamente para resistir el momento en exceso.

LA ESTABILIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO

Cuando la fuerza resistente total al deslizamiento sea insuficiente en relación a la acción del viento, se proveerá un anclaje adecuado para resistir la fuerza en exceso. Al evaluar la fuerza resistente total deberán suponerse nulas las acciones variables.

LA ESTABILIDAD DURANTE LAS ETAPAS DE MONTAJE Y CONSTRUCCIÓN

Durante las diversas etapas del montaje y la construcción se proveerán arriostramientos temporales adecuados para resistir las acciones por viento sobre los elementos y los ensamblajes estructurales.



14.2 CLASIFICACION SEGUN SU USO

Factor de Importancia Eólica α

		Zonas Costeras	Otras Zonas
GRUPO A	Hospitales, puestos de emergencia o centros de salud en general. Estaciones de bomberos o de policía e instalaciones militares. Centrales eléctricas y de telecomunicaciones. Estaciones de bombeo y depósitos de agua. Tanques elevados y chimeneas. Redes de distribución de agua, gas, electricidad, etc. Edificaciones gubernamentales o municipales de importancia. Institutos educacionales en general.	1.25	1.15
	Depósitos de materias tóxicas o explosivas y centros que utilicen materiales radioactivos. Edificaciones que contienen objetos de valor excepcional, tales como museos y biblioteca. Monumentos y templos de valor histórico.		
	Edificaciones o estructuras cuyo uso principal implique aglomeración de más de 300 personas con cierta frecuencia, tales como: Auditorios, Cines, Teatros, Estadios, etc.		
GRUPO B	Viviendas unifamiliares y bifamiliares en general. Edificios destinados a viviendas, oficinas, comercios, y actividades similares. Plantas e instalaciones industriales. Almacenes y depósitos en general.	1.10	1.00
	También abarca toda edificación cuyo colapso pueda poner en peligro las de este Grupo o las del Grupo A.		
GRUPO C	Este Grupo comprende las edificaciones no clasificables en los Grupos anteriores, no destinadas a uso como habitación o al uso público, y cuyo colapso no pueda causar daños a las edificaciones de los dos primeros Grupos.	1.00	0.90
USOS MIXTOS	Las edificaciones que contengan áreas de uso que correspondan a Grupos diferentes de acuerdo a la clasificación anterior, se les ubicará en el Grupo más desfavorable.	-	-



14.3 CLASIFICACION SEGUN SUS CARACTERISTICAS DE RESPUESTA

TIPO I	Dentro de este tipo están comprendidas las estructuras poco sensibles a ráfagas y a los efectos dinámicos del viento, incluyéndose las edificaciones cerradas en general, cuyo período natural de vibración no sea mayor de 1 segundo. También están comprendidas en este Tipo las edificaciones destinadas a naves industriales, teatros, auditorios, depósitos, etc., y otras construcciones cerradas similares, siempre que estén techadas con sistemas de cubiertas rígidas capaces de resistir las acciones debidas al viento sin variar sustancialmente su geometría.
TIPO II	Se incluyen dentro de este Tipo las construcciones abiertas, tales como las torres atirantadas y en voladizo para líneas de transmisión o antenas, los tanques elevados, los parapetos y las vallas, que tengan un período natural de vibración menor o igual a 1 segundo.
TIPO III	Pertenecen a este Tipo aquellas estructuras especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, las cuales favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes, comprendiendo las estructuras definidas como Tipo I y II cuya relación de esbeltez sea mayor de 5 o cuyo período natural de vibración sea mayor de 1 segundo.
TIPO IV	Se tipifican en este grupo las estructuras que presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se encuentran las cubiertas colgantes excluidas del Tipo I, formas aerodinámicas inestables, estructuras flexibles con varios períodos de vibración próximos entre sí, etc..



14.4 SELECCION DE LA VELOCIDAD BASICA

VELOCIDAD BASICA DEL VIENTO

LOCALIDAD	V, km/h	LOCALIDAD	V, km/h
ANZOATEGUI		LARA	
Barcelona	85	Barquisimeto	99
APURE		MÉRIDA	
Guasdalito	87	Mérida	61*
San Fernando	85	MONAGAS	
ARAGUA		Maturín	102
Colonia Tovar	42*	NUEVA ESPARTA	
Maracay	72	Porlamar	66*
BOLIVAR		PORTUGUESA	
Ciudad Bolívar	77	Acarigua	60*
Sta. Elena de Uairén	74	Guanare	67*
Tumeremo	80	SUCRE	
CARABOBO		Cumaná	79
Morón	56*	Guiría	83
Puerto Cabello	58*	TACHIRA	
DISTRITO FEDERAL		Colón	28*
Caracas	78	La Grita	23*
La Orchila	76	San Antonio	83
Maiquería	93	TERRITORIO FEDERAL AMAZONAS	
FALCON		Puerto Ayacucho	83
Coro	75	ZULIA	
GUARICO		La Cañada	103
Carrizal	73	Maracaibo	96
		Mene Grande	81

* Considerar como velocidad básica 70 km/h



14.5 CLASIFICACION SEGUN EL TIPO DE EXPOSICION

TIPO D	TIPO C	TIPO B	TIPO A
Se clasifican en este Tipo las áreas planas del litoral que no tengan obstrucciones y que estén expuestas a vientos soplando sobre grandes masas de agua. Comprenden este Tipo las áreas con las características descritas y ubicadas con relación a la costa a una distancia que sea el mayor valor entre 500 m y 10 veces la altura de la edificación en estudio.	Este Tipo corresponde a terrenos abiertos con obstrucciones dispersas cuya altura no sobrepasa de 10 metros en general, incluyéndose también las planicies, los campos abiertos y las sabanas.	Este Tipo incluye a las áreas urbanas y suburbanas, las áreas boscosas u otros terrenos con obstrucciones numerosas espaciadas cercanamente, que tengan las dimensiones usuales de viviendas unifamiliares o algo mayores. Clasifican en este Tipo las áreas en las cuales se presentan estas características en la dirección desde donde sopla el viento, por lo menos en una distancia que sea el mayor valor entre 500 metros y 10 veces la altura de la edificación en estudio.	Este Tipo corresponde a grandes centros urbanos donde al menos un 50 % de las edificaciones tiene alturas superiores a 20 m. Corresponden a este Tipo aquellas áreas en las cuales prevalecen estas características en la dirección desde donde sopla el viento, por lo menos en una distancia que sea el mayor de los valores entre 800 metros o 10 veces la altura de la edificación en estudio. Se tomarán en cuenta debidamente los posibles efectos de canalización o incrementos en la presión dinámica debido a la ubicación de edificaciones adyacentes.



14.6 METODOS DE ANALISIS

14.6.1 Procedimientos Analíticos

LAS ACCIONES DE DISEÑO POR EFECTOS DEL VIENTO

SISTEMAS	ESTRUCTURAS TIPO I	ESTRUCTURAS TIPO II	ESTRUCTURAS TIPO III	
	CONSTRUCCIONES CERRADAS	CONSTRUCCIONES ABIERTAS	CONSTRUCCIONES CERRADAS	CONSTRUCCIONES ABIERTAS
SISTEMAS ESTRUCTURALES RESISTENTES PRINCIPALES	$p = q G_h C_p$ (4) (6-1a) En el caso de pórticos de un solo piso y estructuras similares se incluirá el efecto de la presión interna, debiendo verificarse adicionalmente la siguiente fórmula: (4) $p = q G_h C_p - (GC_{pi})$ (6-1b)	(5) $p = q_z G_h C_h A_f$ (6-2)	(4) $p = q GC_p$ (6-3)	(5) $F = q_z GC_f A_f$ (6-4)
SISTEMAS DE COMPONENTES Y CERRAMIENTOS	Para $h \leq 20$ m : $p = q_h (GC_p) - q_h (GC_{pi})$ (6-5) Para $h > 20$ m : $p = q (GC_p) - q_h (GC_{pi})$ (6) (6-6)	(5) $p = q_z G_h C_h A_f$ (6-7)	(6) $p = q (GC_p) - q_z (GC_{pi})$ (6-8)	(5) $F = q_z G_h C_h A_f$ (6-9)



NOTAS:

- Para la notación y las unidades de las variables incluídas en esta Tabla véase el Artículo (2.2).
- Para facilitar el uso de esta Tabla se indican a continuación Tablas y Fórmulas relativas a la obtención de las variables empleadas, en las cuales los signos positivos corresponden a presión y los signos negativos a succión:
 - C_p = Coeficiente dado en la Tabla (6.8)
 - C_f = Coeficiente dado en las Tablas (6.11) a (6.15). En el caso de tirantes para mástiles y torres atirantadas el coeficiente C_f se descompone en C_1 y C_t .
 - G = Véase el Comentario (C-6.2.2).
 - G_h = Factor de respuesta que se calcula mediante la Fórmula (6-12); véase la Tabla (6.5).
 - G_z = Factor de respuesta que se calcula mediante la Fórmula (6-14); véase la Tabla (6.5).
 - GC_p = Coeficiente dado en la Tabla (6.6) para componentes y cerramientos en estructuras Tipo I con altura igual o menor a 20 m y en la Tabla (6.7) para componentes y cerramientos en estructuras Tipo I con altura mayor de 20 m y en estructuras Tipo III. En el caso particular de componentes y cerramientos en estructuras Tipo I con altura comprendida entre 20 m y 30 m pueden utilizarse los valores dados en la Tabla (6.6) siempre y cuando q se tome como q_h y se utilice el Tipo de Exposición C para todos los casos.
 - GC_{pi} = Coeficiente dado en la Tabla (6.9).
- Los componentes estructurales de gran tamaño, que resisten cargas provenientes de área tributarias mayores de 90 m², pueden diseñarse utilizando los requisitos aplicables a los sistemas estructurales resistentes principales.
En relación al Tipo de Exposición, véase la Sección (5.3.2).
- La presión dinámica q será evaluada de dos formas diferentes: como q_z a una altura z por encima del terreno para fachadas a barlovento y como q_h a una altura media h del techo por encima del terreno para fachadas a sotavento.
- En estas fórmulas: A_f es el área proyectada sobre un plano normal a la dirección del viento, excepto cuando C_f se especifique para el área de la superficie.
- La presión dinámica q será evaluada de dos formas diferentes: como q_z a una altura z por encima del terreno cuando GC_p sea positivo como q_h a una altura media h del techo por encima del terreno cuando GC_p sea negativo.



PRESION DINAMICA

La presión dinámica q_z a la altura z , en kgf/m² será calculada mediante la fórmula siguiente:

$$q_z = 0.00485 K_z \alpha V^2 \quad (6-10)$$

en donde:

$$K_z = 2.58 \left(\frac{4.50}{z_g} \right)^{2/\beta} \quad \text{para } z < 4.50 \text{ m} \quad (6-11a)$$

$$K_z = 2.58 \left(\frac{z}{z_g} \right)^{2/\beta} \quad \text{para } z \geq 4.50 \text{ m} \quad (6-11b)$$

α = factor de importancia eólica. Véase Sección <14.2> de este Manual

V = velocidad básica, km/h. Véase Sección <14.4> de este Manual

z_g y β = dependen del Tipo de Exposición

Tipo de Exposición	Factor β	Altura del Gradiente z_g (m)
A	3.0	460
B	4.5	370
C	7.0	270
D	10.0	200



FACTORES DE RESPUESTA ANTE RAFAGAS

SISTEMA ESTRUCTURALES RESISTENTES PRINCIPALES	Estructuras Tipos I y II	$G_h = 0.65 + 3.65 \delta_h \quad (6-12)$ <p>en donde:</p> $\delta_h = \frac{2.35 \sqrt{\kappa}}{(h/9.0)^{1/8}} \quad (6-13)$										
	Tipo III	El valor de \bar{G} se calculará mediante un análisis racional que incorpore las propiedades dinámicas del sistema.										
SISTEMAS DE COMPONENTES Y CERRAMIENTOS	Estructuras Tipo I y Estructuras Cerradas Tipo III	Véase la Sección (6.2.3)										
	Estructuras Tipo II y Estructuras Abiertas Tipo III	$G_z = 0.65 + 3.65 \delta_z \quad (6-14)$ <p>en donde:</p> $\delta_z = \frac{2.35 \sqrt{\kappa}}{(z/9.0)^{1/8}} \quad (6-15)$										
	En las Fórmulas indicadas, el coeficiente de arrastre κ sobre una superficie toma los siguientes valores:											
<table><tr><th>Tipo de Exposición</th><th>Coeficiente κ</th></tr><tr><td>A</td><td>0.025</td></tr><tr><td>B</td><td>0.010</td></tr><tr><td>C</td><td>0.005</td></tr><tr><td>D</td><td>0.003</td></tr></table>			Tipo de Exposición	Coeficiente κ	A	0.025	B	0.010	C	0.005	D	0.003
Tipo de Exposición	Coeficiente κ											
A	0.025											
B	0.010											
C	0.005											
D	0.003											

*Guía para la Presentación
de Cálculos y Planos
Estructurales*





15.1 ORDEN NUMERICO DE LOS CALCULOS ESTRUCTURALES

1. Memoria descriptiva
2. Especificaciones generales
3. Cargas sobre losas
4. Análisis y diseño de losas y escaleras
5. Predimensionado de vigas
6. Predimensionado de columnas
7. Cálculo de: Peso del edificio por nivel
Centro de masas por nivel
Fuerzas sísmicas
Desplazabilidad
8. Esquema de los pórticos
9. Planillas de datos para el procesamiento de datos
10. Diseño de vigas
11. Diseño de columnas
12. Diseño de fundaciones: Directas o profundas
13. Diseño de vigas de fundación o de riostra
14. Diseño de estanques, muros, foso de ascensor, pavimentos, etc.
15. Detalles varios.



15.2 ORDEN NUMÉRICO DE LOS PLANOS ESTRUCTURALES

15.2.1 Estructura con Fundaciones Directas, sin Placa del Piso:

- E-1 Plano de los ejes y cargas
- E-2 Planta de las fundaciones y detalles
- E-3 Detalles de muros
- E-4 Detalles del estanque subterráneo, foso ascensor, losa de piso.
- E-5 Tabla de columnas y detalles
- E-6 Planta del envigado de los diferentes pisos
- E-7 Detalles de losas y escaleras
- E-8 Detalles de vigas
- E-9 Detalles de ménsulas, juntas, nodos, etc..

15.2.2 Estructura con Fundaciones Directas y con Placa del Piso:

- E-1 Plano de los ejes y cargas
- E-2 Planta de las fundaciones
- E-3 Detalles de fundaciones
- E-4 Planta del envigado del piso
- E-5 Detalles de losas del piso
- E-6 Detalles de vigas del piso

(sigue como en la Sección 15.2.1 a partir del plano E-3).



15.2.3 Estructura con Fundaciones Indirectas, sin Placa del Piso:

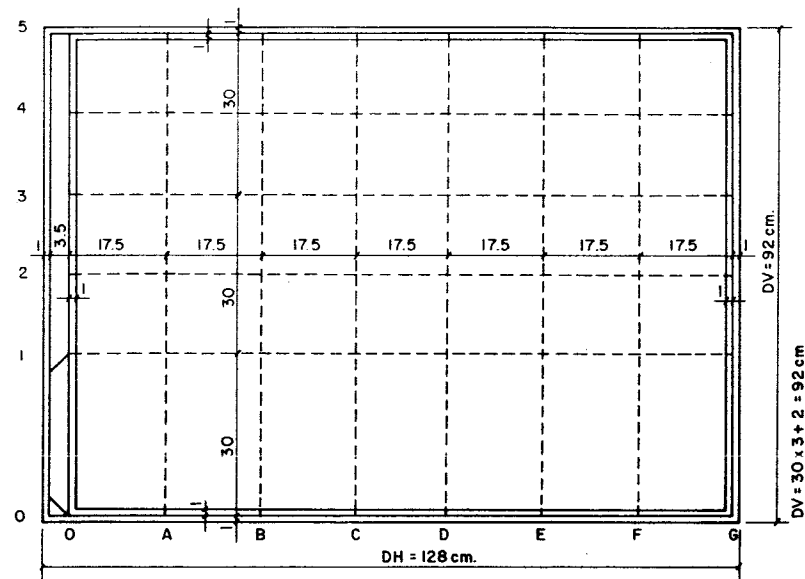
- E-1 Plano de los ejes y cargas
- E-2 Planta de cargas y pilotes
- E-3 Detalles de pilotes
- E-4 Planta de las fundaciones
- E-5 Detalles de cabezales
- E-6 Detalles de vigas de riostra

(sigue como en la Sección 15.2.1 a partir del plano E-3).

15.2.4 Estructura con Fundaciones Indirectas y con Placa del Piso:

- E-1 Plano de los ejes y cargas
- E-2 Planta de cargas y pilotes
- E-3 Detalles de pilotes
- E-4 Planta de envigados del piso
- E-5 Detalles de cabezales
- E-6 Detalles de losas del piso
- E-7 Detalles de vigas del piso

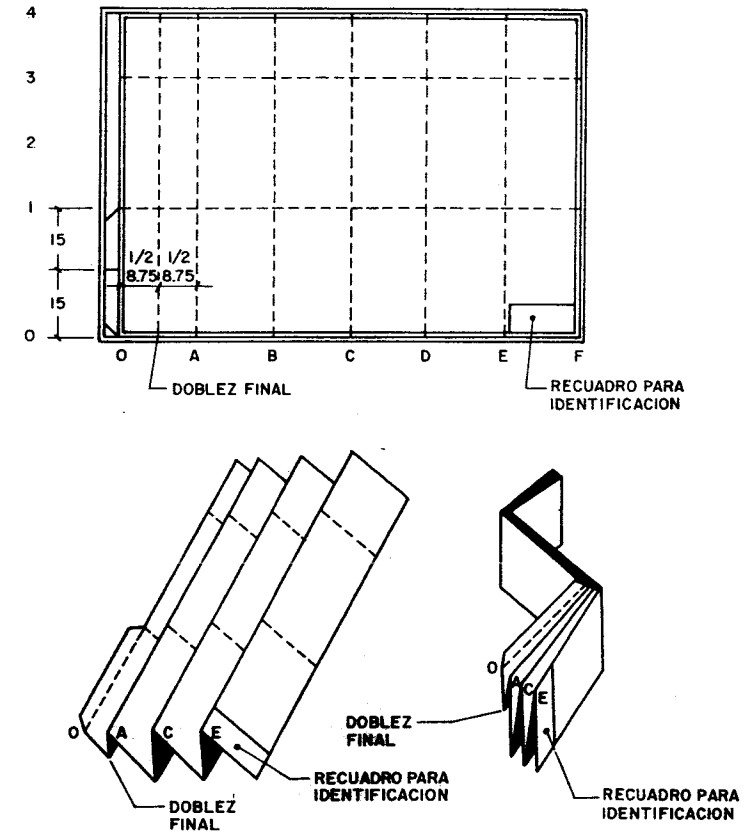
(sigue como en la Sección 15.2.1 a partir del plano E-3).



$DH = 7 \times 17.5 + 3.5 + 2 = 128 \text{ cm.}$

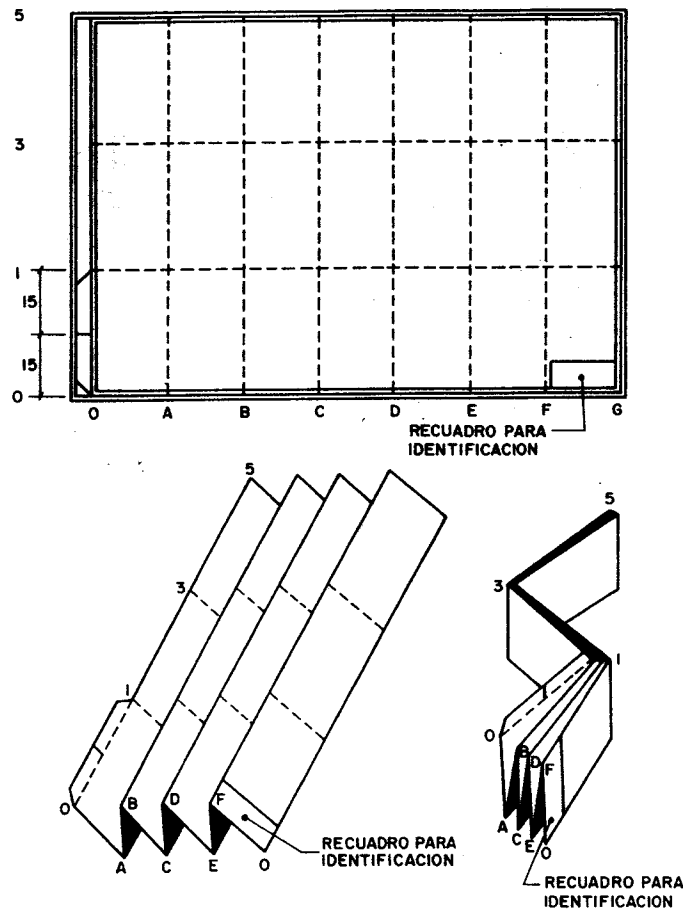
TAMAÑO DE LA LAMINA

Fig. 15.1



PLEGADO DE UNA LAMINA CON NUMERO PAR DE MODULOS HORIZONTALES

Fig. 15.2



PLEGADO DE UNA LAMINA CON NUMERO IMPAR DE MODULOS HORIZONTALES

Fig. 15.3



A fin de lograr una uniformidad en los sistemas empleados para la elaboración de proyectos de estructuras para edificios, se presentan en este Manual una serie de planos en las que se han dibujados todos los elementos estructurales de un edificio dado, basados en las Normas de Estructuras de Concreto Armado, para Edificios, Análisis y Diseño. COVENIN-MINDUR 1753 vigentes.

Estos planos fueron dibujados siguiendo la práctica usual de los Ingenieros Estructurales y serán válidos salvo que el profesional imponga otras indicaciones en determinados casos especiales. Ver Anexo A.5.

LÁMINA A.5.1

Planta de Fundaciones Directas

LÁMINA A.5.2

Planta de Fundaciones sobre Pilotes

LÁMINA A.5.3

Detalle Típico de Fundaciones Directas, Foso Ascensor, Estanque Base de Piso, Viga de Riostra.

LÁMINA A.5.4

Detalles de Cabezales

LÁMINA A.5.5

Detalles de Columnas

LÁMINA A.5.6

Planta de Envigado de Piso

LÁMINA A.5.7

Planta de Envigado con Losas Macizas Armada en Una Dirección

LÁMINA A.5.8

Planta de Envigado con Losas Macizas Armada en Dos Direcciones



LAMINA A.5.9

Planta de Envigado con Losas Nervadas Armada en Una Dirección

LAMINA A.5.10

Planta de Envigado con Losas Nervadas Armada en Dos Direcciones

LAMINA A.5.11

Planta de Envigado con Losas "Reticular Celulado"

LAMINA A.5.12

Detalles de Losas Macizas y Nervadas Armadas en Una y Dos Direcciones

LAMINA A.5.13

Detalles de Losas de Escaleras

LAMINA A.5.14

Detalles de Nervios de Losas "Reticular Celulado"

LAMINA A.5.15

Detalles de Vigas

LAMINA A.5.16

Detalles de Gradadas

CAPITULO

16

*Diseño de Mezclas
de Concreto*





ASPECTOS GENERALES

A fin de facilitar el diseño de mezclas en obras de mediana o pequeña importancia, se dan a continuación criterios, tablas, flujogramas y ejemplos para una rápida determinación de las proporciones de los componentes de las mezclas dentro de los rangos de resistencia y las características de los agregados más comunes en el país.

CRITERIOS DE SELECCIÓN DE LAS PROPORCIONES

- 1) Un exceso de agregado grueso produce mezclas segregables de difícil trabajabilidad; por el contrario, un exceso de agregado fino exige mayor contenido de pasta de cemento y hasta podrían presentarse problemas de retracción, mayor costo de la mezcla y es más difícil obtener resistencias elevadas.
- 2) Valores corrientemente utilizados de la relación entre la fracción en peso de arena y el peso total del agregado están entre 0.33 y 0.50.
- 3) Agregado Fino:
 - Arena gruesa produce mezclas ásperas con tendencia a segregación.
 - Mientras más fina la arena, más agua, más retracción, menos resistencia.
 - La cantidad de arena debe mantenerse lo más baja posible, pero consona con buena trabajabilidad.
 - Mientras más pequeño el tamaño del agregado grueso más arena se debe usar.
- 4) Agregado Grueso:
 - Mientras mayor es el tamaño del agregado, mayor cantidad de agua se requiere.
 - La dureza y resistencia del agregado grueso influye fuertemente sobre la resistencia del concreto.



- En mezclas con mucho cemento $\approx 500 \text{ k/m}^3$, el tamaño del agregado no debe pasar de $1/2''$; en este caso debe usarse mayor proporción de arena, hasta 65 %.

NOTACION

- A = peso del agregado fino en k/m^3 .
 G = peso del agregado grueso en k/m^3 .
 Ab_A = absorción de agua desde seco (cero humedad) hasta saturado con superficie seca de la arena.
 Ab_G = absorción de agua desde seco hasta saturado con superficie seca del agregado grueso.
 a = cantidad de agua por m^3 de mezcla.
 c = peso de cemento por m^3 de mezcla = dosis de cemento.
 p = porcentaje de aire (en volumen).
 10 p = volumen de aire atrapado en 1 m^3 .
 S = asentamiento.
 α = relación agua/cemento en peso.
 β = relación porcentual en peso entre la fracción de agregado fino y agregado total.
 γ_A = peso específico del agregado fino $\approx 2.65 \text{ k/dm}^3$.
 γ_a = peso específico del agua $= 1 \text{ k/dm}^3$.
 γ_G = peso específico del agregado grueso $\approx 2.65 \text{ k/dm}^3$.



TABLA N° 16.1

CONTENIDO DE CEMENTO EN FUNCION DE LA RESISTENCIA Y EL ASENTAMIENTO

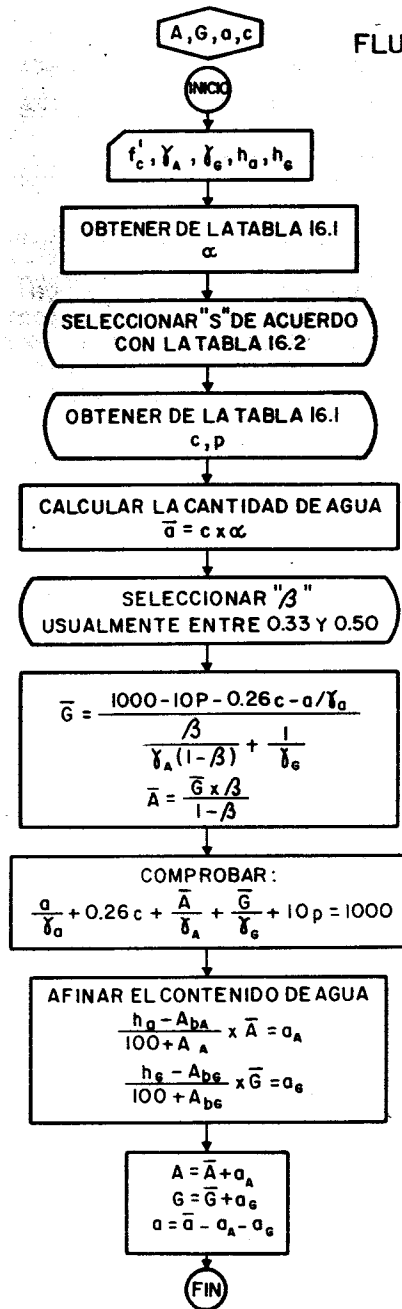
f'_c	200	220	250	275	300	350	380
α	.70	.65	.60	.55	.50	.45	.40
⑤	CONTENIDO DE CEMENTO EN Kg/m^3						
$1\frac{1}{2}''$	230	245	285	315	355	410	480
2"	240	265	295	330	375	430	500
$2\frac{1}{2}''$	250	275	305	345	390	445	520
3"	260	285	315	355	400	460	535
$3\frac{1}{2}''$	265	290	325	360	410	470	545
4"	270	295	330	370	420	480	560
$4\frac{1}{2}''$	275	300	340	375	425	490	570
5"	285	310	345	380	435	500	580
6"	290	320	355	395	450	510	600
P	0.5	1.0				1.5	

TABLA N° 16.2

OBRA	ASENTAMIENTO = S	
	MAX.	MIN.
PEDESTALES, MUROS Y FUNDACIONES	3"	$1\frac{1}{2}''$
LOSAS, VIGAS, COLUMNAS Y MUROS	4"	2"
PAVIMENTOS	3"	2"
SI SE BOMBEA	6"	3"



FLUJOGRAMA 16.1

DISEÑO DE MEZCLAS

DISEÑAR UN CONCRETO QUE SATISFAGA, A LOS 28 DÍAS, LAS ESPECIFICACIONES DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN CORRESPONDIENTE A:

$$f'_c = 250 \text{ K/cm}^2 \quad h_a = 6.6\% \quad A_{ba} = 1.31\%$$

$$\gamma_a = 2.68 \text{ K/dm}^3 \quad h_g = 0.3\% \quad A_{bg} = 0.6\%$$

$$\gamma_g = 2.71 \text{ K/dm}^3$$

SE DESEA CALCULAR LOS PESOS DE LOS AGREGADOS Y EL PESO DEL AGUA DE LA MEZCLA.

A-1) DE LA TABLA CORRESPONDIENTE, PARA

$f'_c = 250$, SE OBTIENE UNA RELACION AGUA/CEMENTO = $\alpha = .60$

A-2) SEGUN EL TIPO DE OBRA, OBTENEMOS EL ASENTAMIENTO EN LA TABLA 16.2 $s = 3''$

A-3) PARA $s = 3''$ Y $f'_c = 250$, SE OBTIENE UN CONTENIDO DE CEMENTO $c = 315 \text{ K}$, (APROXIMADAMENTE 7.5 SACOS), AL CUAL CORRESPONDE UN PORCENTAJE DE AIRE $p = 1.0\%$

A-4) SE CALCULA LA CANTIDAD DE AGUA:

$$\alpha = c \times \alpha = 315 \times .60 = 189 \text{ lts/m}^3$$

A-5) SE SELECCIONA β , EN FUNCION DE LA GRANULOMETRIA DE LOS MATERIALES. SE ADOPTARA EN ESTE CASO $\beta = 0.33$



A-6) SE CALCULAN LOS PESOS DEL AGREGADO

GRUESO = \bar{G} Y DEL FINO = \bar{A}

$$\bar{G} = \frac{1000 - 10 \times 0.1 - 0.26 \times 315 - 189/1}{\frac{0.33}{268(1-0.33)} + \frac{1}{2.71}} = 1317.15$$

$$\bar{A} = \frac{1317.15 \times 0.33}{1 - 0.33} = 648.75$$

A-7) SE comprueba :

$$\frac{189}{1} + 0.26 \times 315 + \frac{648.75}{2.68} + \frac{1317.15}{2.71} + 10 \times 0.1 = 1000 \text{ ok.}$$

A-8) SE AFINA EL CONTENIDO DE AGUA :

$$\alpha_A = \frac{6.6 - 1.31}{100 + 1.31} \times 648.75 = 33.88$$

$$\alpha_G = \frac{0.3 - 0.6}{100 + 0.6} \times 1317.15 = -3.93$$

A-9) SE OBTIENEN LAS CANTIDADES CORREGIDAS
NECESARIAS PARA 1m^3 DE CONCRETO

$$A = 648.75 + 33.88 = 682.63 \text{ K}$$

$$G = 1317.15 - 3.93 = 1313.22 \text{ K}$$

$$\alpha = 189 - 33.88 + 3.93 = 159.05 \text{ lts.}$$



ANEXO A.1

MEDICIONES DE EDIFICIOS - OBRAS DE ESTRUCTURAS

(Copia de la Norma COVENIN 2000)



A1 OBRAS PRELIMINARES

A1.1 Instalaciones Provisionales

A1.1.1 Instalaciones Provisionales

Extensión del Trabajo

Comprende todas las construcciones provisionales necesarias para la ejecución de la obra, tales como oficinas, incluyendo las de inspección, depósitos de materiales, vestuarios, sanitarios, instalaciones y depósitos de agua, instalación de luz eléctrica, agua, cloacas, etc..

Se incluye en el valor de esa partida la demolición y retiro de las construcciones provisionales del sitio de la obra una vez que ésta haya finalizado.

Norma de Medición: Unidad Suma Global (S.G.)

Los costos de estas instalaciones se considerarán como suma global para los efectos del contrato, aunque se estimarán individualmente para los fines de análisis de costo.

Norma de Construcción Aplicable

"Obras Temporales, 1963"

A1.2 Limpieza del Terreno

Extensión del Trabajo

Comprende todos los trabajos de deforestaciones, demoliciones y remociones que sean necesarias llevar a cabo para dejar el terreno en condiciones de iniciar la construcción de las terrazas para la ubicación de los edificios y los exteriores.

A1.2.1 Deforestaciones

Extensión del Trabajo

Esta partida comprende el deshierbo, tala y desraizamiento del terreno asignado para la construcción de la obra, así como la quema y el bote de los desperdicios.



Norma de Medición: Unidad el m^2

Se computarán las áreas netas deforestadas, en proyección horizontal.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte A.2.

A1.2.2 Demoliciones

Extensión del Trabajo

Comprende la demolición de aquellas construcciones que se encuentran en el área del terreno destinado a la construcción de la obra, o de elementos aislados, tales como: cimientos, columnas, techos, muros de sostenimiento, paredes, pavimentos, estanques, etc..

En el precio unitario quedará incluida la carga y el bote de los escombros.

Norma de Medición: Unidad el m^3 para edificios y, para los elementos aislados la unidad será la correspondiente a la de su construcción (m^3 , m^2 , m o la pieza).

1) En edificios se determinará el volumen a demoler multiplicando las áreas cubiertas por las diferentes alturas. La altura de las diferentes partes de los edificios se medirá desde la cota del piso acabado hasta el promedio entre las cotas máximas y mínimas de la cubierta.

Las áreas cubiertas se medirán así:

a) Para las construcciones aisladas se medirá el área limitada por los paramentos exteriores de los muros perimetrales de la construcción. Esto comprende el área cubierta en proyección horizontal de las diferentes dependencias, cuartos, balcones, etc.. No se medirán las áreas de patios, los estanques, cornisas, parapetos y balcones abiertos cuyo costo de demolición quedará incluido en el de las áreas cubiertas.



b) Para las construcciones medianeras, el área cubierta estará limitada por el eje de las paredes colindantes.

2) Los elementos aislados se medirán en la forma indicada para el cómputo de su construcción.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte A.2.2.

A1.2.3 Remociones

Extensión del Trabajo

Comprende la remoción de aquellos elementos que deben ser desarmados y desmontados sin dañarlos, tales como: monumentos, techos metálicos, estructuras metálicas o de madera (columnas, vigas, correas, parecillos), estanques metálicos elevados, artefactos sanitarios, etc..

Norma de Medición: Unidad el m^2 , el m o la pieza.

Se medirá en la forma indicada para el cómputo de su construcción.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte A.2.3.

A2. CONSTRUCCION DE TERRAZAS

Extensión del Trabajo

Comprende el replanteo que se requiera, herramientas, materiales, equipos y mano de obra necesarios para la ejecución de las excavaciones, compactaciones, carga y transportes para llevar el terreno a las cotas señaladas para la ubicación de los edificios y sus exteriores.

A2.1 Excavaciones



A2.1.1 Excavaciones para Banqueo

Extensión del Trabajo

Comprende el corte necesario para ajustar el terreno a las rasantes señaladas.

En el precio unitario queda incluida la conformación de la rasante. Se computará como tierra la capa vegetal.

No incluye la carga y transporte hasta una distancia de 500 m contado a partir del sitio de carga.

En ningún caso se tomará en cuenta el volumen de esponjamiento.

Norma de Medición: Unidad el m^3

El volumen de esta partida se determinará por el método de las áreas medias o el de los prismoides en cuadrículas, usando el método analítico o el gráfico para determinar el volumen de las secciones del material en sitio, antes de excavar.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte B.1.

A2.1.2 Excavación en Préstamo

Extensión del Trabajo

Comprende el corte de tierra requerido para obtener el material necesario de relleno que se necesite para llevar el terreno a las rasantes señaladas.

En el precio unitario quedará incluido lo siguiente:

- a) Derecho de saque.



- b) Preparación del sitio del préstamo, incluyendo deforestación, remoción y bote de la capa vegetal no apta para rellenos.

- c) Excavación del material.

- d) Acondicionamiento final del área de préstamo para dejarlo en condiciones apropiadas.

No incluye la carga y transporte hasta una distancia de 500 m contado a partir del sitio de carga.

En ningún caso de tomará en cuenta el volumen de esponjamiento.

Norma de Medición: Unidad el m^3

El volumen de excavación en préstamo será igual a la diferencia entre el volumen de compactación total y el volumen del material compactado, procedente de la excavación en el sitio de la obra.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte B.1.

A2.2 Compactaciones

A2.2.1 Compactaciones

Extensión del Trabajo

Comprende el replanteo que se requiera y todos los rellenos debidamente compactados requeridos para llevar el terreno a las rasantes señaladas para la ubicación del edificio y sus exteriores.

En el precio unitario se incluye el esparcimiento de la tierra, agua para la compactación, eliminación y bote sin costo adicional del material no apto para la compactación, la compactación propiamente dicha y la conformación de rasante.



Norma de Medición: Unidad el m^3

El volumen de esta partida se determinará por el método de las áreas medias o el de los prismoides en cuadrículas, usando el método analítico o el gráfico para determinar el volumen de las secciones del material compactado colocado en sitio.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte B.2.

A 2.3 Carga y Transporte

A 2.3.1 Carga

A 2.3.2 Transporte

Extensión del Trabajo

Comprende la carga, que se computará en partida aparte, y el transporte necesario del material proveniente de las excavaciones y/o de préstamo contado a partir del sitio de carga.

Para el caso de transporte de material excedente se incluirá en el precio unitario el acondicionamiento del sitio de bote.

En ningún caso se tomará en cuenta el volumen de esponjamiento.

Norma de Medición: Unidad el m^3 para la carga y el m^3 km para el transporte.

1) Los volúmenes obtenidos en la forma indicada más adelante, se multiplicarán por la distancia del acarreo expresada en kilómetros y con una aproximación al décimo de kilómetro más próximo.



Para el transporte de excavación en préstamo, el volumen será igual a la diferencia entre el de la compactación total y el de la excavación utilizable, obtenido en el sitio de la obra.

2) Para el transporte de material de excavación en obra el volumen se obtendrá de la manera siguiente:

a) Cuando existe material de desecho proveniente de la excavación en obra, el volumen de material a transportar será igual a la diferencia entre la excavación en obra total menos la excavación en obra utilizable.

b) Cuando la excavación en obra utilizable, sea mayor que el volumen compactado, se pagará la diferencia entre estas dos cantidades.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte B.3.

A3. ESTRUCTURAS

Extensión del Trabajo

Comprende todas las obras de concreto, metálicas y de madera necesarias para servir de sustentación a los edificios.

Este capítulo ha sido dividido en los siguientes grupos:

A3.1 Infraestructura

A3.2 Superestructura de concreto

A3.3 Superestructuras metálicas

A3.4 Superestructura de madera

A3.1 Infraestructura

Extensión del Trabajo

Comprende todas las obras de fundaciones que sirven de asiento a las superestructuras



En el precio unitario de las partidas se incluyen el replanteo que se requiera, materiales, herramientas, equipos y mano de obra necesarios para la total y completa ejecución de ellas.

La infraestructura ha sido dividida en los subgrupos siguientes:

- A3.1.1 Excavaciones, Compactación, Carga y Transporte, Entibado y Tablestacado.
- A3.1.2 Rellenos de concreto
- A3.1.3 Pilotes
- A3.1.4 Cabezales de pilotes
- A3.1.5 Bases, escalones y pedestales
- A3.1.6 Vigas y losas de fundación. Vigas de riostra y tirantes
- A3.1.7 Muros, paredes y pantallas
- A3.1.8 Base de pavimento. Brocales y graderías
- A3.1.9 Armadura de refuerzo (infraestructura)

- A3.1.1 Excavaciones, Compactación, Carga y Transporte. Entibado y Tablestacado.

Excavaciones

Extensión del Trabajo

Comprende el corte necesario para ajustar el terreno a las rasantes señaladas para dar cabida a los diferentes elementos estructurales de fundaciones y tuberías.

En el precio unitario quedará incluida la conformación de la rasante. Además incluye el achicamiento en aquellos casos en que fuese requerido.

No incluye la carga y bote hasta una distancia de 500 m contado a partir del sitio de carga.



En ningún caso se tomará en cuenta el volumen de esponjamiento.

Norma de Medición: Unidad el m^3

Para fundaciones de columnas el volumen de excavación será igual al área de la base por la altura comprendida entre la cota promedio del terreno y la cota de asiento de cada cimiento. Para fundaciones de paredes y brocales el área de excavación será igual, al producto del ancho máximo del cimiento por la longitud tomada de eje a eje, salvo para fundaciones de paredes y brocales aislados en cuyo caso se tomará la longitud efectiva. El volumen de excavación se obtendrá multiplicando el área así determinada por la altura comprendida entre la cota promedio del terreno y la cota de asiento del cimiento.

Para vigas de riostra, tirantes, etc., el volumen será igual al ancho del elemento multiplicado por su longitud tomada de eje a eje de columnas y por la altura comprendida entre la cota promedio del terreno y la cota inferior del elemento de que se trate.

Para excavaciones en zanjas el volumen se determinará multiplicando la sección transversal por la longitud. La sección transversal será la indicada en los cuadros de "Anchos máximos para zanjas sin entibado" y "Anchos máximos para zanjas con entibado".

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte B.1.

Compactación

Extensión del Trabajo

Comprende todos los rellenos debidamente compactados para llevar el terreno a las rasantes señaladas.



En el precio unitario se incluye el esparcimiento de la tierra, agua para la compactación, eliminación y bote sin costo adicional del material no apto para la compactación, la compactación propiamente dicha y la conformación de rasantes.

Norma de Medición: Unidad el m^3

El volumen de compactación en fundaciones será igual al volumen de excavación menos el volumen de concreto que ocupe el cimiento calculado hasta la cota de terreno. El volumen de compactación en el interior del edificio se calculará multiplicando las áreas comprendidas entre los cimientos de paredes o vigas de riostra por la altura entre la cota promedio del terreno y la cota de asiento de la base de pavimento.

La compactación de zanjas para tuberías, será igual al de la excavación menos al volumen ocupado por el elemento de que se trate.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte B.2.

Carga y Transporte

Extensión del Trabajo

Comprende la carga que se computará en partida aparte, y el transporte necesario del material proveniente de las excavaciones para fundaciones, zanjas interiores, etc., o de préstamo, contado a partir del sitio de carga.

Para el caso de transporte de material excedente se incluirá en el precio unitario el acondicionamiento del sitio de bote.

En ningún caso se tomará en cuenta el volumen de esponjamiento.

Norma de Medición: Unidad el m^3 para la carga y el m^3 km para el transporte.



1) Los volúmenes obtenidos en la forma indicada más adelante, se multiplicarán por la distancia del acarreo expresada en kilómetros y con una aproximación al décimo de kilómetro más próximo.

Para el transporte de excavación en préstamo, el volumen será igual a la diferencia entre el de la compactación total y el de la excavación utilizable, obtenido en el sitio de la obra.

2) Para el transporte de material de excavación en obra el volumen se obtendrá de la manera siguiente:

a) Cuando existe material de desecho proveniente de la excavación en obra el volumen de material a transportar será igual a la diferencia entre la excavación en obra total menos la excavación en obra utilizable.

b) Cuando la excavación en obra utilizable, sea mayor que el volumen compactado, se pagará la diferencia entre estas dos cantidades.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte B.3.

Entibado y Tablestacado

Extensión del Trabajo

Comprende la construcción y retiro de los entibados y/o tablestacados.

Debe presentar suficiente seguridad y protección para la ejecución de las excavaciones.

El Ingeniero Inspector de la obra determinará y ordenará el entibado y/o tablestacado en los sitios en los cuales él considere necesario su uso.



Norma de Medición: Unidad el m^2

Se computarán las áreas netas protegidas, tomando las medidas en el sitio de su construcción. Se entenderá por área neta protegida el producto de la altura mínima necesaria del entibado y/o tablestacados por su longitud.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte B.4.

A3.1.2 Rellenos de Concreto

Norma de Medición: Unidad el m^3

Se fijará su volumen de acuerdo a lo señalado por los planos y lo aprobado por el Ingeniero Inspector.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte C.2.

A3.1.3 Pilotes

Extensión del Trabajo

Comprende la ejecución de pilotes de concreto o de cualquier otro material.

En el precio unitario se incluye la excavación, hfnca, concreto, armadura de refuerzo, bote de tierra y cualquier otra operación necesaria para la completa ejecución del pilotaje.

El costo del enrase de los pilotes se computará en 3.1.4.

Norma de Medición: Unidad el m

La longitud de los pilotes se medirá desde su cota de fondo hasta la cota inferior de los cabezales indicada en el proyecto.



Norma de Construcción Aplicable

"Normas para la Ejecución de Fundaciones de Edificios, 1966". Capítulo 2.

A3.1.4 Cabezales de Pilotes

Extensión del Trabajo

El costo de enrase de los pilotes se incluirá en estas partidas. La armadura de refuerzo se computará en 3.1.9.

Norma de Medición: Unidad el m^3

Se computará su volumen de acuerdo con las secciones señaladas en los planos multiplicadas por la altura.

No se descontará el volumen de la parte de los pilotes que penetran en ellas.

Norma de Construcción Aplicable

"Obras de Concreto Armado, 1971".

A3.1.5 Bases, Escalones y Pedestales

Extensión del Trabajo

El acero de refuerzo se computará en 3.1.9.

Norma de Medición: Unidad el m^3

Se computará su volumen de acuerdo a las secciones señaladas en los planos multiplicadas por la altura.

Para elementos que se crucen, se computará la intersección una sola vez.

En los pedestales, la altura estará determinada por la cota superior de la base o escalón de la fundación y la cota superior de la base de pavimento o inferior de la viga de riostra.



Norma de Construcción Aplicable
"Obras de Concreto Armado, 1971".

A3.1.6 Vigas y Losas de Fundación. Vigas de Riostra y Tirantes

Vigas de Fundación

Extensión del Trabajo

La armadura de refuerzo se computará en 3.1.9.

Norma de Medición: Unidad el m^3

El volumen de las vigas será igual al producto de la sección transversal por la longitud señalada en los planos. Para las vigas que se crucen, se computará la intersección una sola vez.

La sección de la viga será la indicada en los planos.

Si sobre la viga existe una losa, se tomará como viga, la sección que queda al descontar la losa. Si se apoyan losas de diferente espesor sobre la viga, la sección de ésta será la que resulte después de quitar la losa de menor espesor.

Norma de Construcción Aplicable
"Obras de Concreto Armado, 1971".

Losas de Fundación

Extensión del Trabajo

La armadura de refuerzo se computará en 3.1.9.

Norma de Medición: Unidad el m^3

Su volumen será igual al producto del área por la altura.

El área se determinará en la forma siguiente:



Se medirá el área de losas sin descontar las áreas correspondientes a vigas.

Cuando sobre una misma viga se apoyan a cada lado losas de diverso espesor, se admitirá que pasa sobre ella, o penetra en ella, la de menor espesor y el borde de la otra losa se tomará en el paramento de contacto entre dicha losa y la viga. Quedan incluidos los macizos, nervios de bordes, nervios reforzados, vigas planas, etc..

Norma de Construcción Aplicable
"Obras de Concreto Armado, 1971".

Vigas de Riostra y Tirantes

Extensión del Trabajo

La armadura de refuerzo se computará en A3.1.9.

Norma de Medición: Unidad el m^3

Su volumen será igual al producto del área de la sección transversal por la longitud señalada en los planos. Para elementos que se crucen, se computará la intersección una sola vez.

Norma de Construcción Aplicable
"Obras de Concreto Armado, 1971".

A3.1.7 Muros, Paredes y Pantallas

Extensión del Trabajo

La armadura de refuerzo se computará en 3.1.9.

Se computará como paredes los aticos, barandas y antepechos.

Norma de Medición: Unidad el m^3

Su volumen será igual al producto del área de la sección transversal por la longitud señalada en los planos. Para elementos que se crucen, se computará la intersección una sola vez.



Se considerará su volumen neto; se deducirán los volúmenes de columnas cuando éstas sobresalgan de los muros, vigas, vanos, etc..

No se deducirán aberturas menores de 0.5 m².

Norma de Construcción Aplicable
"Obras de Concreto Armado, 1971".

A3.1.8 Base de Pavimento, Brocales y Graderías

Base de Pavimento

Extensión del Trabajo

La armadura de refuerzo se computará en 3.1.9.

Norma de Medición: Unidad el m³

El volumen será igual al área por la altura.

El área estará determinada por las caras interiores de las vigas de riostra, fundaciones de paredes y brocales, salvo aquellos casos en que se indique que la base de pavimento pase por encima de estos elementos. Para estos casos el área será igual a la comprendida entre las caras exteriores que limitan la construcción sin deducir las áreas correspondientes a las columnas.

Norma de Construcción Aplicable
"Obras de Concreto Armado, 1971".

Brocales y Graderías

Extensión del Trabajo

La armadura de refuerzo se computará en 3.1.9.

Norma de Medición: Unidad el m³

Su volumen será igual al producto del área de la sección transversal por la longitud señalada en los planos. Para elementos que se crucen, se computará la intersección una sola vez.



Norma de Construcción Aplicable
"Obras de Concreto Asmado, 1971".

A3.1.9 Armadura de Refuerzo (Infraestructura)

Extensión del Trabajo

Comprende todo el acero de refuerzo indicado en los planos para cada uno de los elementos de concreto armado:

Barras

Hilos y Cables

Mallas Prefabricadas

En el precio unitario de estas partidas se incluyen: suministro, corte, doblado y colocación; alambres, desperdicios, solapas de empalme no indicadas en los planos, soldaduras, manguitos, fijadores, espaciadores, grapas, apoyos, anclajes especiales, camisas y cualquier otro elemento necesario de acuerdo con la buena práctica en la construcción.

Barras

Norma de Medición: Unidad el kg

Se computarán los kilogramos netos de refuerzo estructural sin incluir porcentaje por concepto de desperdicios ni solapas de empalme y sin tomar en cuenta el peso correspondiente a fijadores, grapas, apoyos, etc..

Norma de Construcción Aplicable

"Obras de Concreto Armado, 1971" y "Concreto Precomprimido, 1963".

Hilos y Cables

Norma de Medición: Unidad el kg

Se computarán los kilogramos netos de hilos y/o cables sin incluir porcentaje por concepto de desperdicios y sin tomar en cuenta el peso correspondiente a camisas, anclajes especiales, fijadores, etc..



Norma de Construcción Aplicable

"Concreto Precomprimido, 1963"

Mallas Prefabricadas

Norma de Medición: Unidad el m^2

Se computará el área cubierta por la malla, sin tomar en cuenta solapas de empalme ni porcentaje por concepto de desperdicios.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte C.

A3.2 Superestructura de Concreto

Extensión del Trabajo

Comprende todas aquellas partes de la obra señaladas en los planos o en las especificaciones como obras de concreto, tales como columnas, vigas, losas, escaleras, etc., no contempladas en 3.1 Infraestructura".

Se computará por separado la armadura de refuerzo, en A3.2.6.

En el precio unitario de las partidas se incluye el replanteo que se requiera, materiales, herramientas, equipo y mano de obra necesario para la total y completa ejecución de ellas.

Las pestañas y salientes de vigas y losas, se incluirán en "A3.2.2 Vigas de Carga" y en "A3.2.3 Losas".



La superestructura de concreto ha sido dividida en los subgrupos siguientes:

A3.2.1 Columnas

A3.2.2 Vigas de cargas (incluye pestañas y salientes)

A3.2.3 Losas (macizas, nervadas, reticulares, hongadas, de tablero - nes, etc.). Incluye pestañas y salientes.

A3.2.4 Cubiertas laminares y estructuras similares

A3.2.5 Escaleras

A3.2.6 Armadura de refuerzo (superestructura)

A3.2.1 Columnas (Ver dibujo en hoja anexa)

Norma de Medición: Unidad el m^3

Su volumen será igual al producto del área de su sección transversal por la altura.

La altura de las columnas se determinará en la siguiente forma:

1) En edificios con techos de estructuras metálicas o de madera, la altura será la distancia entre la cota inferior del piso acabado y la cota inferior de la viga de asiento del techo cuando es de un solo piso. Si el edificio tiene varios pisos, la altura será igual a la distancia entre la cota superior de la losa y la cota inferior de la viga de asiento del techo.

2) En edificios de uno o varios pisos con losas de concreto, la altura en planta baja será igual a la distancia entre la cota inferior del piso acabado y la cota inferior de la viga más baja; en los pisos superiores,



la altura será igual a la distancia entre la cota superior de la losa y la cota inferior de la viga más baja del techo. En losas hongadas la altura estará delimitada por la cota inferior del capitel.

3) Para columnas que no tengan la altura de un piso como las que van del apoyo al dintel, etc., se tomará como altura la distancia entre la cota inferior del piso acabado y la cota inferior del dintel, etc..

Las columnas que sobresalgan de los muros se medirán, las que no sobresalgan quedan incluidas en la medición de los muros.

Norma de Construcción Aplicable

"Obras de Concreto Armado, 1971".

A3.2.2 Vigas de Carga (Incluye Pestañas y Salientes). Ver dibujo en hoja anexa.

Extensión del Trabajo

En el precio unitario de estas partidas quedarán incluidos los salientes de vigas y pestañas.

Norma de Medición: Unidad el m^3

El volumen de las vigas será igual al producto de la sección transversal por la longitud señalada en los planos. Para las vigas que se crucen, se computará la intersección una sola vez.

La sección de la viga será la indicada en los planos.

Si sobre la viga existe una losa, se tomará como viga la sección que queda al descontar la losa. Si se apoyan losas de diferente espesor sobre la viga, la sección de ésta será la que resulte después de quitar la losa de menor espesor.

Norma de Construcción Aplicable

"Obras de Concreto Armado, 1971".



A3.2.3 Losas (Macizas, nervadas, reticulares, hongadas, de tablon - nes, etc.). Incluye pestañas y salientes.

Extensión del Trabajo

Quedan incluidos los salientes y pestañas de placas, macizos, nervios de bordes, nervios reforzados, vigas planas, etc.. En las losas honga das se incluyen los capiteles de columnas y en las losas de tablon - es, la ma - lla y la capa de concreto de 3 cm.

Norma de Medición: Unidad el m^2

El área neta se determinará en la forma siguiente:

Se medirá el área de losas sin descontar las áreas correspon - dientes a vigas, ni las de vacíos menores de $0.50 m^2$.

Cuando sobre una misma viga se apoyan a cada lado losas de di - verso espesor, se admitirá que pasa sobre ella, o penetra en ella la de menor espesor y el borde de la otra losa se tomará en el paramento de contacto entre dicha losa y la viga.

Para las losas inclinadas, quebradas, etc., se tomará su área en proyección horizontal.

Norma de Construcción Aplicable

"Obras de Concreto Armado, 1971".

A3.2.4 Cubiertas Laminas y Estructuras Similares

Extensión del Trabajo

Quedan incluidos los macizos, nervios de bordes, nervios re - forzados, vigas planas, etc.

Norma de Medición: Unidad el m^2

Se medirán las áreas en proyección horizontal sin descontar las áreas correspondientes a vigas, ni las de vacíos menores de $0.50 m^2$.



Cuando sobre una misma viga se apoyan a cada lado losas de diverso espesor, se admitirá que pasa sobre ella, o penetra en ella, la de menor espesor y el borde de la otra losa se tomará en el paramento de contacto entre dicha losa y la viga.

Norma de Construcción Aplicable

"Obras de Concreto Armado, 1971".

A3.2.5 Escaleras

Norma de Medición: Unidad el m^3

Se computará el volumen efectivo total de vigas, losas, escalones, etc., de acuerdo con los planos.

Norma de Construcción Aplicable

"Obras de Concreto Armado, 1971".

A3.2.6 Armadura de Refuerzo (Superestructura)

Extensión del Trabajo

Comprende toda la armadura de refuerzo indicada en los planos para cada una de las partidas de concreto armado de la superestructura:

Barras

Hilos y Cables

Mallas Prefabricadas

En los precios unitarios de estas partidas se incluye:

Suministro, corte, doblado, colocación de alambres, desperdicios, solapas de empalme no indicadas en los planos, soldaduras, manguitos, fijadores, espaciadores, grapas, apoyos, anclajes especiales, camisas y cualquier otro elemento necesario de acuerdo con la buena práctica en la construcción.



Barras

Norma de Medición: Unidad el kg

Se computarán los kilogramos netos de refuerzo estructural sin incluir porcentaje por concepto de desperdicios ni solapas de empalme y sin tomar en cuenta el peso correspondiente a fijadores, grapas, apoyos, etc..

Norma de Construcción Aplicable

"Obras de Concreto Armado, 1971" y "Concreto Precomprimido, 1963".

Hilos y Cables

Norma de Medición: Unidad el kg

Se computarán los kilogramos netos de hilos y/o cables sin incluir porcentaje por concepto de desperdicios y sin tomar en cuenta el peso correspondiente a camisas, anclajes especiales, fijadores, etc..

Norma de Construcción Aplicable

"Concreto Precomprimido, 1963".

Mallas Prefabricadas

Norma de Medición: Unidad el m^2

Se computará el área cubierta por la malla, sin tomar en cuenta solapas de empalme ni porcentaje por concepto de desperdicios.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte C.

A3.3 Superestructuras Metálicas

Extensión del Trabajo

Comprende el suministro de materiales y todos los trabajos necesarios para la construcción y erección de las estructuras metálicas, incluyendo todos



los anclajes, correas, parecillos, ganchos, tornillos, pernos, tuercas, cartelas, soldaduras, etc., necesarios para la instalación. En el costo del precio unitario se incluye una mano de pintura anticorrosiva.

Los estanques se computarán aparte.

A3.3.1 Columnas Metálicas

Norma de Medición: Unidad el kg

Se computarán los kg de columnas multiplicando la longitud efectiva, de acuerdo con los planos, por el peso por m.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte J.

A3.3.2 Vigas Metálicas

Norma de Medición: Unidad el kg

Se computarán los kg de vigas multiplicando la longitud efectiva, de acuerdo con los planos, por el peso por m.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte J.

A3.3.3 Estructuras Metálicas de Techos y Entrepisos

Norma de Medición: Unidad el kg

Se computarán los kg de techos y entrepisos sumando los productos de las longitudes efectivas de cada pieza, de acuerdo con los planos, por su correspondiente peso por m.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte J.



A3.3.4 Escaleras Metálicas

Norma de Medición: Unidad el kg

Se entiende la escalera completamente terminada incluyendo barandas, pasamanos, escalones, pintura, etc..

Se computarán los kg de escalera sumando los productos de las longitudes efectivas de cada pieza, de acuerdo con los planos, por su correspondiente peso por m.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte J.

A3.4 Superestructura de Madera

Extensión del Trabajo

Comprende los trabajos de carpintería estructural.

En el precio unitario de cada una de estas partidas se incluyen los materiales, mano de obra, colocación y remates necesarios para su ejecución.

A3.4.1 Columnas de Madera

Norma de Medición: Unidad el m³

El volumen estará determinado por el producto de la longitud efectiva por la sección, ambas de acuerdo con los planos.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte I.

A3.4.2 Vigas de Madera

Norma de Medición: Unidad el m³

El volumen estará determinado por el producto de la longitud efectiva por la sección, ambas de acuerdo con los planos.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte I.

A3.4.3 Estructuras de Madera de Techos y Entrepisos

Extensión del Trabajo

En el precio unitario de esta partida no se incluye la impermeabilización, la cubierta de teja o de otro material, pero sí el forro, pare-cillos, correas, vigas y cerchas, etc..

Norma de Medición: Unidad el m^3

Se determinará el volumen, sumando los productos de las longi-tudes efectivas de cada pieza por sus respectivas secciones, ambas de acuerdo con los planos.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte I.

A3.4.4 Escaleras de Madera

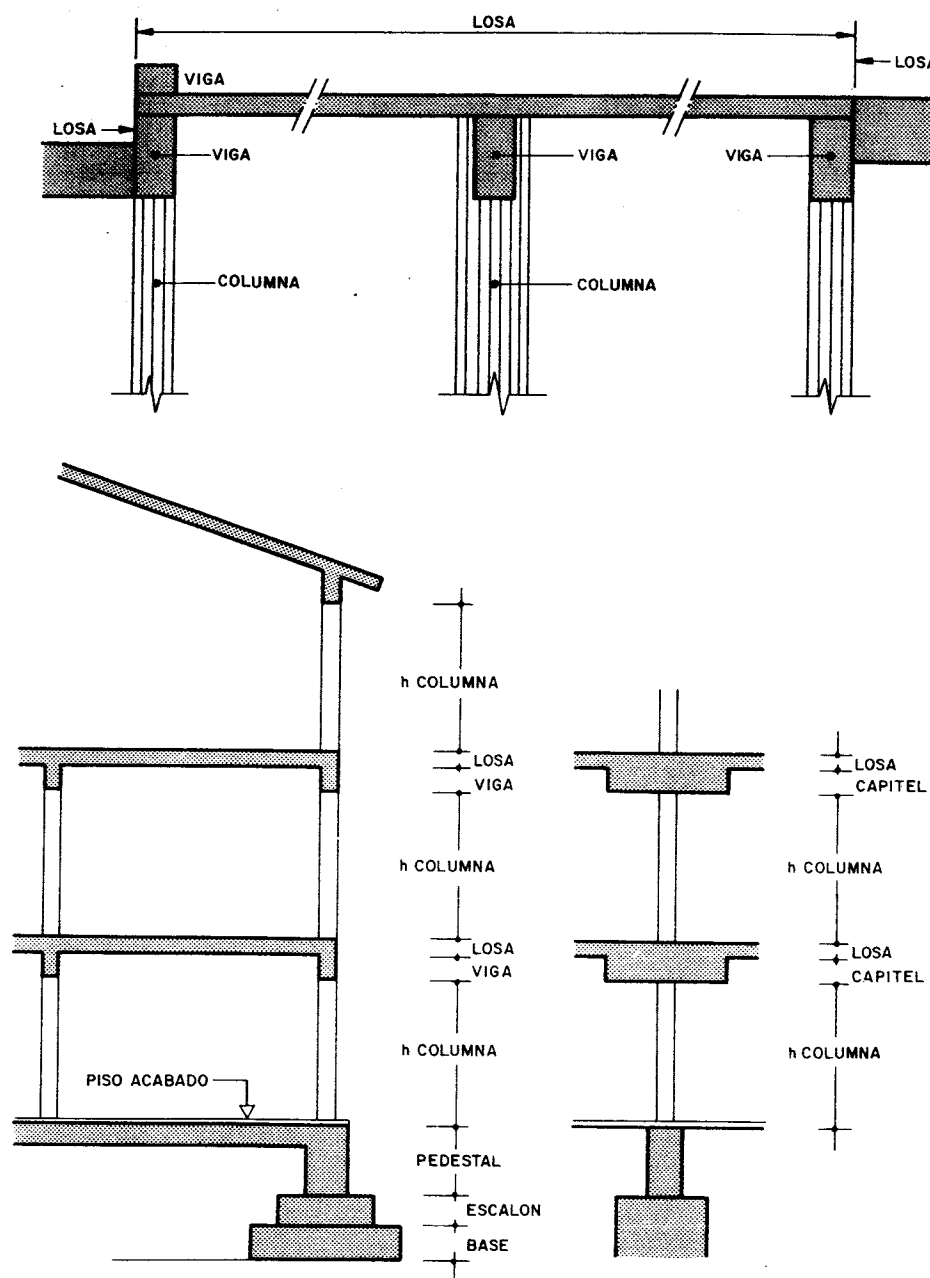
Norma de Medición: Unidad el m^3

Estos trabajos se entienden completamente terminados y coloca-dos de acuerdo con los planos y especificaciones.

Se determinará el volumen, sumando los productos de las longi-tudes efectivas de cada pieza por sus respectivas secciones, ambas de acuerdo con los planos.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte I.



ANEXO A.2

RESISTENCIA DEL CONCRETO A LA ACCION DEL FUEGO



Notas sobre el comportamiento del concreto bajo ésta acción:

1. El desigual calentamiento de las fibras produce alargamientos diferenciales y esfuerzos en el material que llevan al agrietamiento
2. La pasta de cemento pierde humedad y se contrae mientras que los agregados se expanden incrementándose el agrietamiento.
3. El acero se calienta rápidamente y aumentan las deformaciones diferenciales y los esfuerzos.
4. La calidad de los agregados influye mucho en la resistencia al fuego. Los que ya han sido sometidos a él (arcilla expandida; por ejemplo) son muy resistentes, en cambio los agregados silíceos son débiles.
5. Temperaturas superiores a 300°C producen considerable pérdida de resistencia. Para temperaturas del orden de 800°C el recubrimiento se ha desprendido en más de un 25 %.
6. Un dimensionamiento apropiado y revestimiento de los elementos estructurales contribuyen a una mayor resistencia a la acción del fuego. Véanse los cuadros siguientes:

Notas:

El friso especial puede estar constituido por una mezcla de vermiculita y yeso en proporción de 2 a 1 por volumen. Su espesor mínimo debe ser de 1.5 cm.

En vigas y columnas el friso especial se deberá aplicar sobre una malla de alambre de 2 mm de diámetro en cuadros de 10 x 10 cm como mínimo.



TABLA N° A2.1

DIMENSIONES MINIMAS RECOMENDADAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGUN DURACION DEL FUEGO.

DURACION DEL FUEGO		1 hora	2 horas	3 horas	4 horas
LOSA MACIZA, SIN FRISAR	d _c	1.5	2.0	2.5	2.5
	h	10.0	12.5	15.0	15.0
LOSA NERVADA CON BLOQUES, SIN FRISAR	d _c	1.5	2.0	2.5	2.5
	b _w	12.5	10.0	10.0	10.0
	h	19.0	16.0	15.0	12.0
LOSA NERVADA SIN BLOQUES, SIN FRISAR	d _c	2.5	4.0	4.5	5.0
	b _w	10.0	10.0	14.0	15.0
	h	10.0	15.0	20.0	25.0
VIGAS SIN FRISAR	d _c	2.5	5.0	5.0	5.0
	b	11.0	20.0	30.0	35.0
VIGAS CON FRISO Y RECUBRIMIENTO ESPECIAL	d _c	2.5	4.5	5.5	6.5
	b	10.0	18.0	25.0	30.0
COLUMNAS SIN FRISAR CON TODAS LAS CARAS EXPUESTAS		20.0	30.0	40.0	45.0
COLUMNAS CON TODAS LAS CARAS EXPUESTAS Y FRISO ESPECIAL		15.0	22.5	27.5	30.0
COLUMNAS CON UNA SOLA CARA EXPUESTA Y SIN FRISAR		7.5	10.0	15.0	18.0
COLUMNAS CON UNA SOLA CARA EXPUESTA Y FRISO ESPECIAL		6.5	7.5	10.0	12.5
PANTALLAS SIN FRISAR		7.5	10.0	15.0	18.0
PANTALLAS CON FRISO ESPECIAL		7.0	7.5	10.0	12.5

DIMENSIONES EN CENTIMETROS

ANEXO A.3
INDICE ALFABETICO



La identificación corresponde al número de la página.

Acciones,

- cargas permanentes, 96, 105, 107
- cargas variables, 110

alambre trefilado para mallas,

- áreas y pesos, 94

armaduras,

- véase cabillas.

Barras,

- véase cabillas.

Cabezales,

- véase fundaciones profundas,
- cabillas de acero redondas,
 - propiedades, 87
 - áreas y perímetros por metro de ancho, 88
 - áreas y pesos de combinaciones de diferentes diámetros, 89
 - atados,
 - tabla de piezas y pesos, 93
 - recubrimientos mínimos, 120
 - colocación,
 - requisitos mínimos, 121
 - separación,
 - requisitos mínimos, 121
 - en vigas, 122, 123
 - columnas, 124
 - longitudes de desarrollo de cabillas sin gancho,
 - longitudes de desarrollo de cabillas a flexión en vigas continuas, 125
 - longitudes de empalmes de cabillas, 128
 - longitudes de desarrollo de cabillas sometidas a tracción y que terminan en gancho estandar, 135
 - longitud de dobleces típicos, 134



- cargas permanentes,
 - véase acciones,
- cargas variables,
 - véase acciones,
- columnas,
 - véase secciones sometidas a flexo-compresión,
- concreto,
 - propiedades, 185
 - esfuerzos, 185
 - módulo de elasticidad, 185
 - resistencia al fuego, 848
- conversión de unidades, 24
- configuración estructural, 671
- Detalles del Armado,
 - en vigas, 138, 141
 - en columnas, 142
- detalles del armado para el diseño de estructuras antisísmicas,
 - de losas, 767, 768
 - de vigas, 769
 - de columnas, 771
 - de fundaciones directas, 775
 - de fundaciones profundas, 776
 - de vigas de riostras, 780
- diagramas de flujo,
 - véase flujogramas,
- diseño a la rotura,
 - véase método a la rotura,
- diseño de mezclas de concreto,
 - véase mezclas,
- diseño estructural
 - véase proyecto estructural
- dobletes de cabillas,
 - véase cabillas



- ductilidad,
 - diseño de vigas dúctiles, 208
 - ejemplos de aplicación, 210
- Elementos Tubulares,
 - fórmulas para el diseño, 79
- escaleras helicoidales,
 - tablas para el cálculo, 445, 448
 - ejemplos de aplicación, 476
- esfuerzo cortante en vigas,
 - tablas para el cálculo, 246, 252, 260
 - ejemplos de aplicación, 269, 274
- esfuerzos del concreto, 185
- estructuración,
 - véase proyecto estructural.
- Flujogramas,
 - para el diseño de secciones rectangulares simplemente armadas, 157
 - para la revisión de secciones rectangulares simplemente armadas, 162
 - para el diseño de secciones rectangulares doblemente armadas, 164
 - para la revisión de secciones rectangulares doblemente armadas, 169
 - para el diseño de secciones Te simplemente armadas, 175
 - para la revisión de secciones Te simplemente armadas, 178
 - para el diseño de secciones sometidas a corte, 271
 - para el diseño de secciones sometidas a torsión, 287
 - para el diseño de ménsulas, 297, 299, 301
 - para el diseño de mezclas de concreto, 810
 - del diseño estructural, 651
 - para el uso de la norma antisísmica, 707
 - para el uso de las normas de viento, 785
- fundaciones directas cuadradas,
 - sometidas a carga axial, 503
 - tablas para el diseño, 509
 - ejemplo de aplicación, 547



- fundaciones directas rectangulares,
 - aplicación de las tablas, 548
 - ejemplo de aplicación, 549
 - sometidas a carga axial y momento, 550
 - ábacos para el diseño, 551
- fundaciones profundas,
 - sometidas a carga axial, 563
 - características de los pilotes, 565
 - fórmulas utilizadas, 566
 - capacidades de carga, 568
 - tablas para el diseño de cabezales, 569
 - ejemplos de aplicación, 586
 - sometidas a carga axial y momento,
 - fórmulas utilizadas, 582
 - ejemplos de aplicación, 583
- formato para las láminas de dibujo, 800
- Integración Gráfica,
 - tablas, 80
- Longitudes de Desarrollo y de Empalme de Cabillas,
 - véase cabillas,
- losas,
 - parámetros de diseño, 186
- losas continuas de luces iguales y carga uniforme,
 - coeficientes para el cálculo, 58
- losas macizas armadas en una dirección,
 - tablas para el diseño, 313
- losas nervadas armadas en una dirección,
 - tablas para el diseño, 321
- losas triangulares,
 - véase placa triangular,
- losas reticulares,
 - tablas para el cálculo, 329
 - ejemplo de aplicación, 283



- losas circulares,
 - tablas para el cálculo, 409
 - ejemplo de aplicación, 439
- losas anulares,
 - tablas para el cálculo, 421
 - ejemplo de aplicación, 440
- Mallas de Alambre Trefilado,
 - áreas y pesos, 95
- mapa de zonificación, 708
- marcos rígidos,
 - fórmulas para el diseño, 77
- mediciones de edificios,
 - obras de estructura, 817
- ménsulas,
 - flujogramas de diseño, 297, 299, 301
 - ejemplos de aplicación, 302, 304, 305, 306
- método de rotura,
 - definiciones, 147
 - notación, 148
 - resistencia requerida para combinaciones de carga, 149
 - factores de minoración, 150
 - tablas de constantes y parámetros, 183
- mezclas de concreto,
 - aspectos generales, 807
 - tablas, 809
 - flujograma, 810
 - ejemplo de aplicación, 811
- módulo de sección (plástico), 37
- módulo de sección (elástico), 37
- momento de inercia,
 - sección rectangulares, 39
 - sección te, 41
 - secciones circulares, 42



muros de sostenimiento,

- en voladizo, 588
 - tablas para el diseño, 590
 - gravedad,
 - tablas para el diseño, 598
 - acción sísmica, 601
 - detalles constructivos, 603
- muros estructurales sometidos a flexo-compresión, 607
- ábacos para el cálculo, 609
 - ejemplos de aplicación, 648

Norma Antisísmica,

- guía para su uso, 707
- resumen esquemático, 738
- ejemplo de aplicación, 744

norma de acciones,

- véase acciones,

norma de viento,

- guía para su uso, 785

notación, 3

Parámetros de Diseño,

- para losas y vigas, 186

peso propio,

- tabla para vigas y columnas, 83

peso unitario,

- de materiales de construcción, 96
- de materiales almacenables, 105
- de elementos constructivos, 107

pilotes,

- véase fundaciones profundas,

placas triangulares,

- tablas para el cálculo, 408

placas reticulares,

- véase losas reticulares,



placas rectangulares apoyadas sobre tres lados, 403

- tablas para el cálculo, 404

placas macizas armadas en dos direcciones,

- tablas para el cálculo, 388
- ejemplo de aplicación, 401

placas nervadas armadas en dos direcciones,

- tablas para el cálculo, 326

planos estructurales,

- véase proyecto estructural,

pórticos doblemente articulados,

- fórmulas para el diseño, 61

pórticos doblemente empotrados,

- fórmulas para el diseño, 64

pórticos doblemente articulados y viga quebrada,

- fórmulas para el diseño, 68

pórticos doblemente articulados y vigas de directriz parabólica,

- fórmulas para el diseño, 71

pórticos triangulares,

- fórmulas para el diseño, 72

pórticos de eje parabólico,

- fórmulas para el diseño, 75

predimensionado, 661

proyecto estructural, 651, 653, 655, 658, 661, 671, 691, 797, 798

Resistencia del Concreto a la Acción del Fuego,

- véase concreto,

resistencia del concreto a la compresión,

- véase concreto.

Secciones,

- propiedades geométricas, 30

secciones sometidas a flexión,

- secciones rectangulares simplemente armadas,

- fórmulas para el diseño, 152

- flujogramas, 157, 162



- parámetros de diseño, 186
- tablas para el diseño, 191
- ejemplo de aplicación, 159, 163
- secciones rectangulares doblemente armadas,
- fórmulas para el diseño, 153
- flujogramas, 164, 169
- tablas para el diseño, 191
- ejemplo de aplicación, 167, 170
- secciones te simplemente armadas,
- fórmulas para el diseño, 154
- flujogramas, 175, 178
- ejemplo de aplicación, 179
- secciones sometidas a flexo-compresión,
- tabla para el diseño, 220
- ejemplo de aplicación, 241
- secciones sometidas a corte,
- flujograma, 271
- tablas para el cálculo, 246, 252
- ejemplo de aplicación, 269, 274
- secciones sometidas a torsión,
- flujograma, 287
- propiedades de las secciones y tablas, 279, 284, 285
- ejemplo de aplicación, 280, 291
- sismo,
- véase norma antisísmica,
- sólidos,
- propiedades, 33
- suelos,
- curva de espesores para el Valle de Caracas, 863

Tablas de uso General,

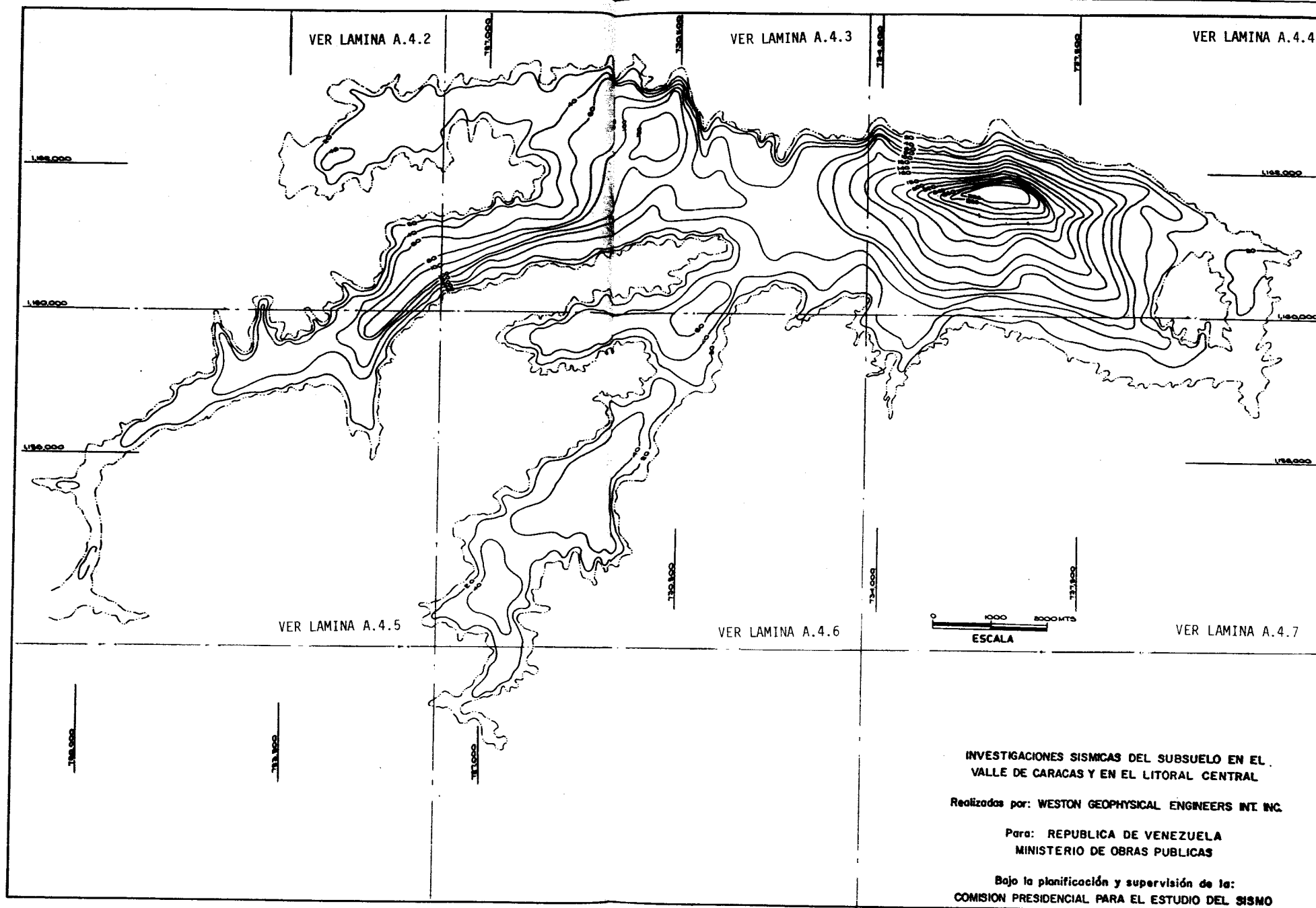
- véase cada caso en la sección correspondiente,
- teoría de rotura,
- véase método de rotura,
- configuración estructural, 671
- tipología estructural, 691



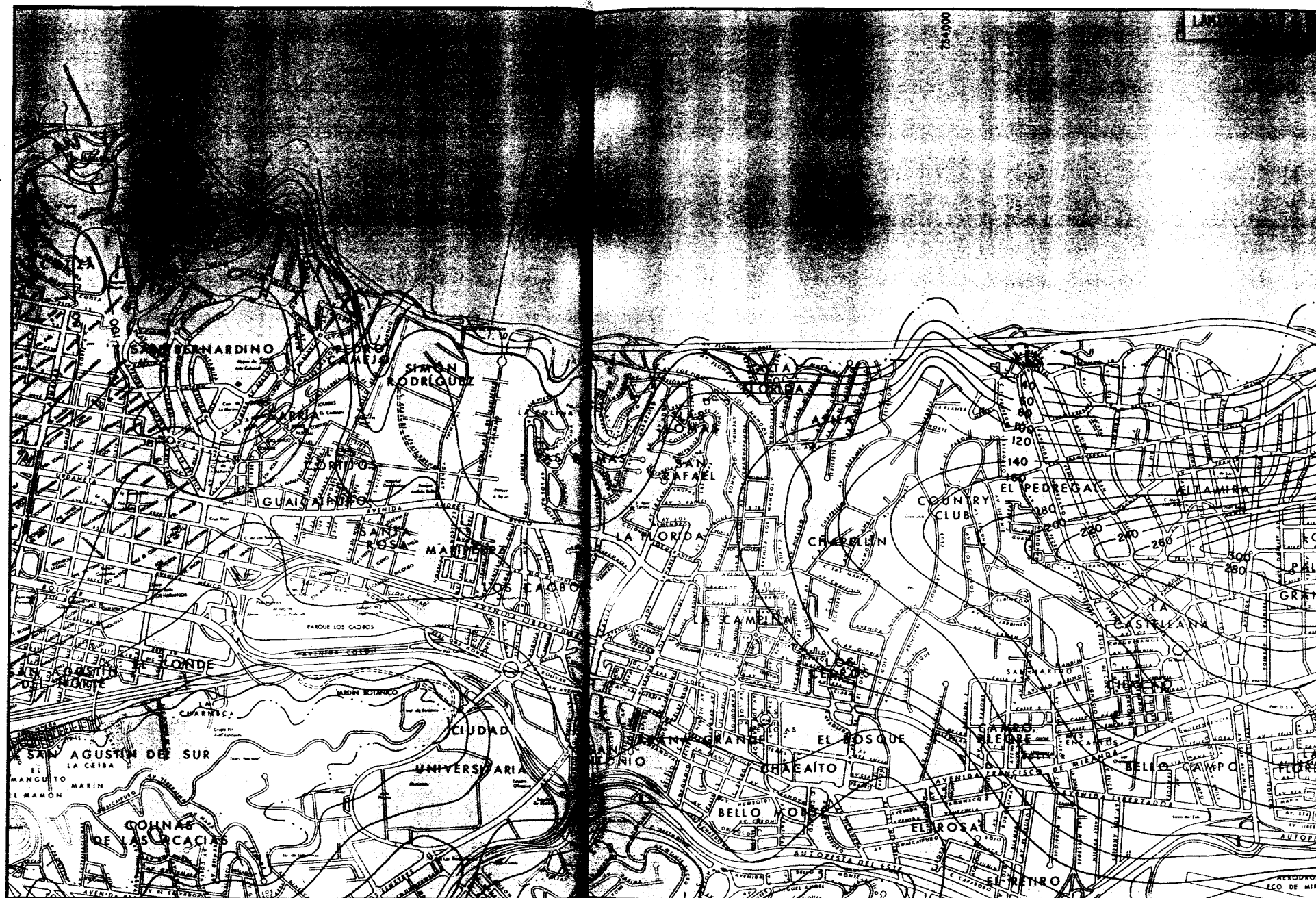
- Viento,
- véase norma de viento,
- vigas,
- véase secciones sometidas a flexión,
- vigas simplemente apoyadas,
- ecuaciones y diagramas, 43
- vigas doblemente empotradas,
- momentos, 53
- vigas simplemente apoyadas con carga trapezoidal,
- coeficientes para el cálculo, 56
- vigas doblemente empotradas con carga trapezoidal,
- coeficientes para el cálculo, 57
- vigas continuas de luces iguales y carga uniforme,
- coeficientes para el cálculo, 58
- vigas continuas de luces iguales y carga triangular,
- coeficientes para el cálculo, 60
- vigas de planta circular,
- coeficientes para el cálculo, 498
 - ejemplo de aplicación, 499
- vigas en balcón,
- coeficientes para el cálculo, 477, 488
 - ejemplo de aplicación, 486, 495

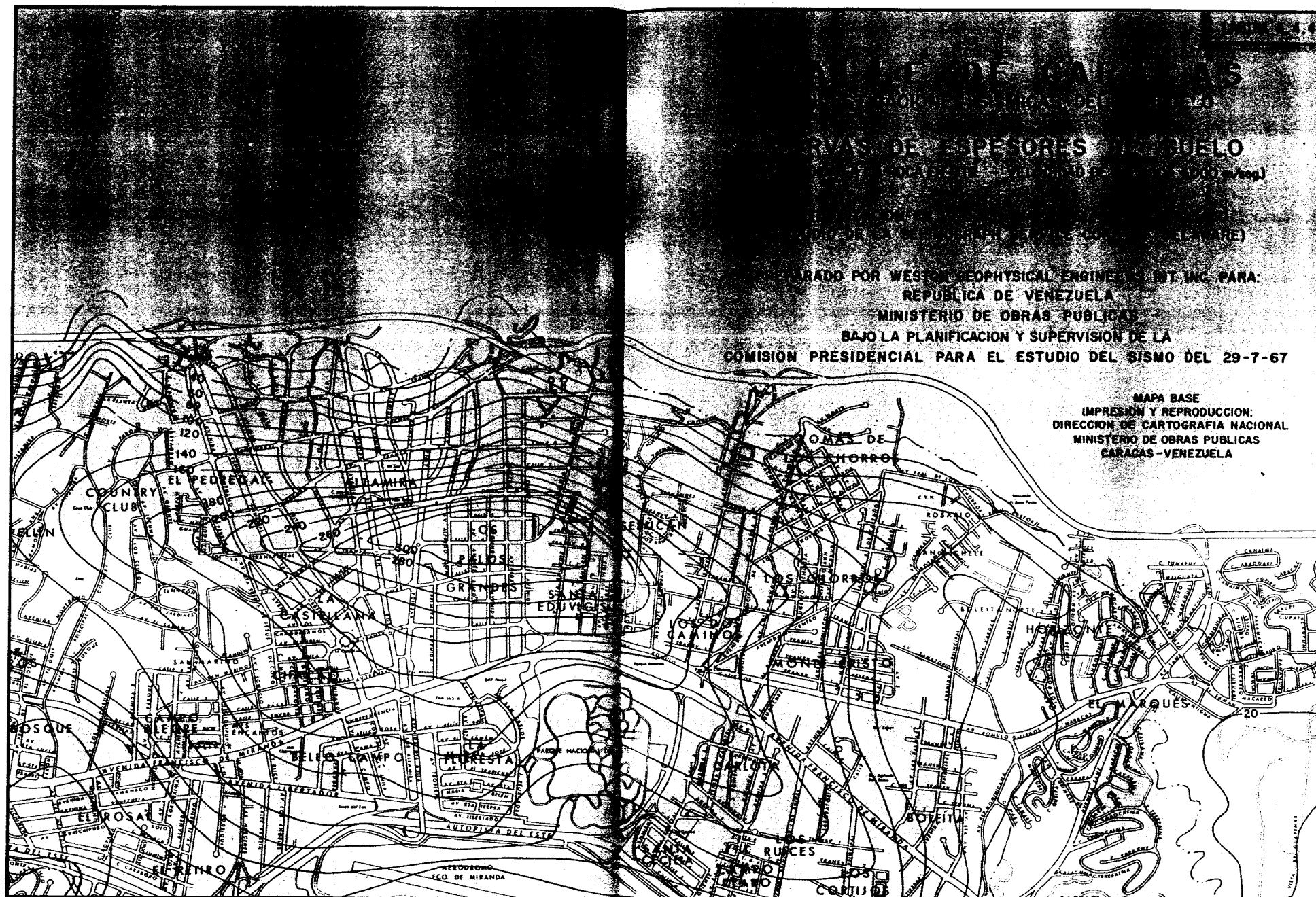
ANEXO A.4

CURVAS DE ESPESORES DE SUELOS PARA EL VALLE DE CARACAS

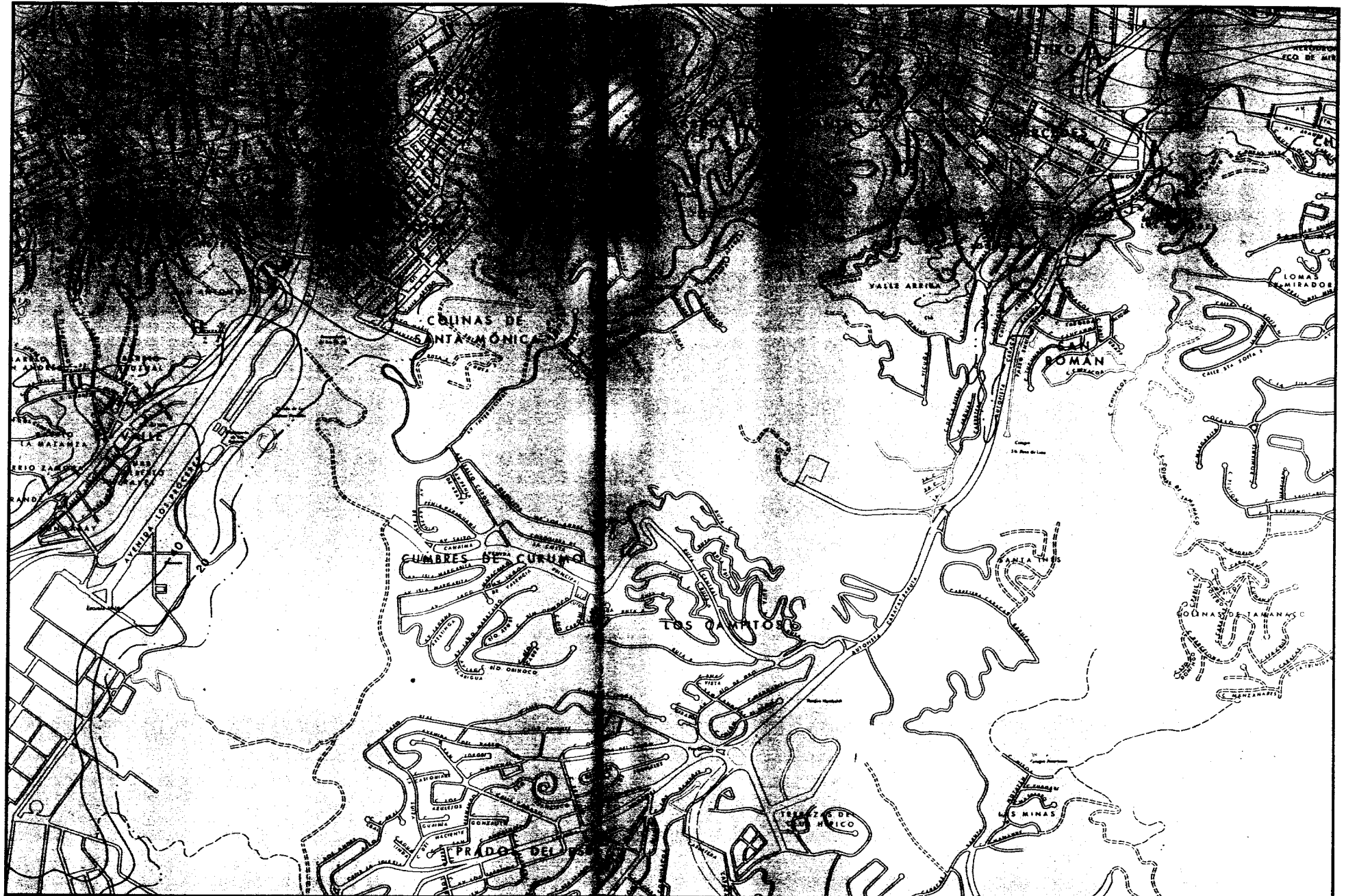


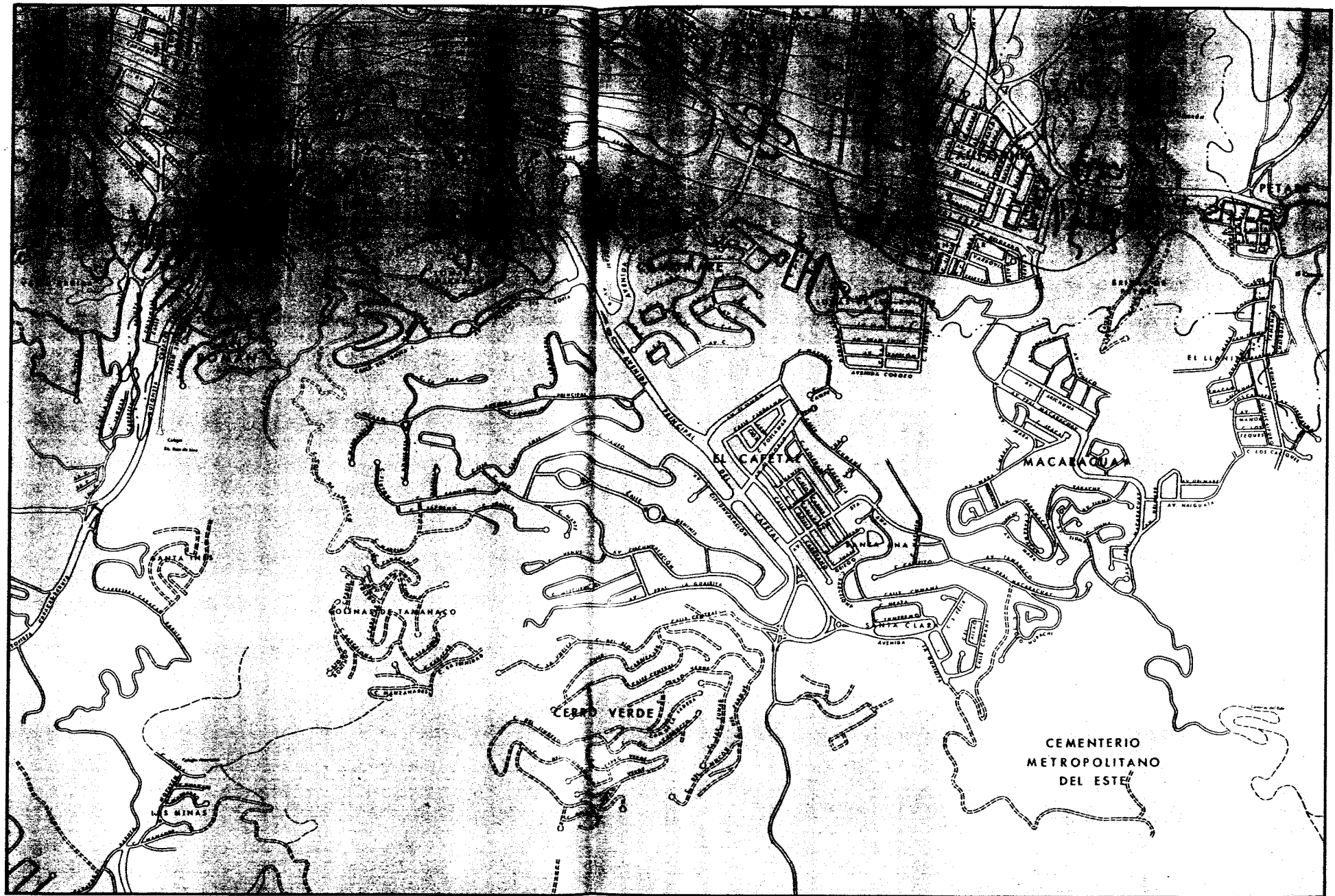








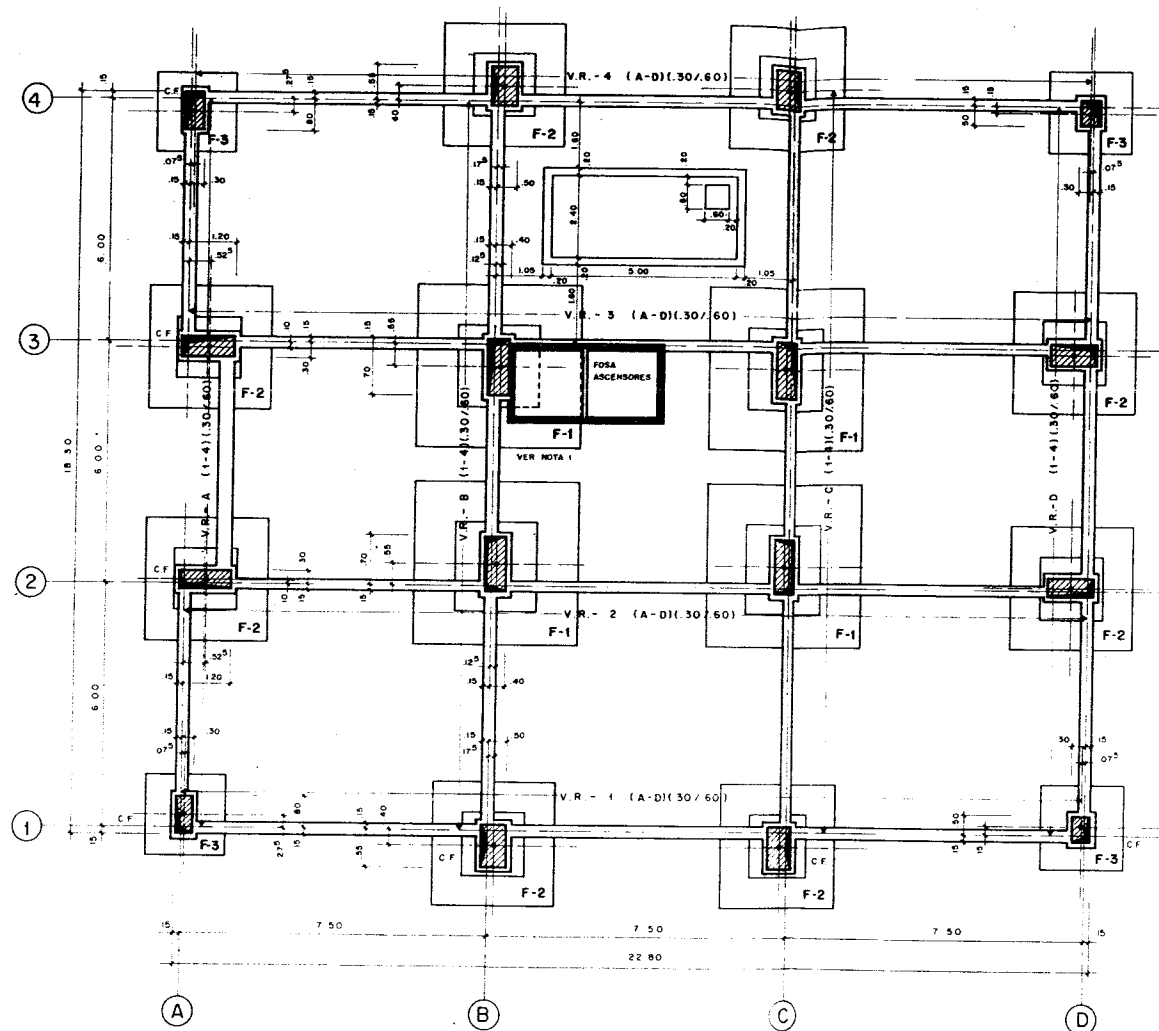






ANEXO A.5

FORMA DE PRESENTACION DE LOS PLANOS ESTRUCTURALES DE UN EDIFICIO



ENVIGADO PLANTA FUNDACIONES

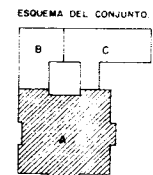
NOTA 1:
EL CAREZAL DEL EJE B-3,
SU COTA SUPERIOR +0.00
POR DEBAJO DE LA COTA
INFERIOR DE LA FOSE DE
ASCENSORES

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_s = 2100 \text{ Kg/cm}^2$

RESUMEN

ENVIGADO PLANTA FUNDACIONES



OFICINA DE PROYECTO C.A.

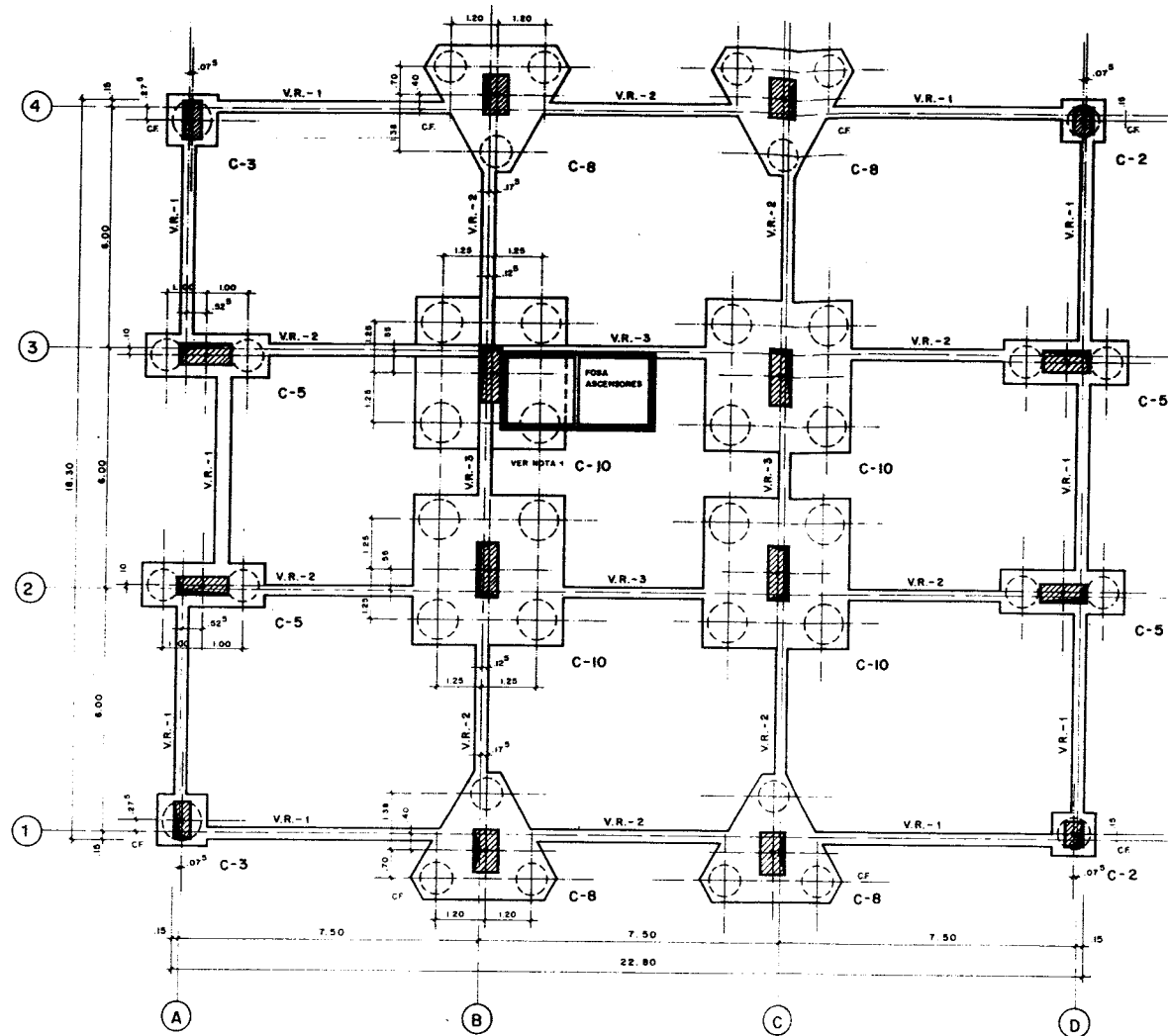
FECHA	OBSERVACIONES	FIRMA

REPUBLICA DE VENEZUELA
MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
DIRECCION GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO
DIRECCION DE PROYECTOS

CENTRO EDUCATIVO
EN LOS TEQUES
ESTADO MIRANDA

PROYECTO: ...
DISEÑO: ...
EJECUCION: ...

E-



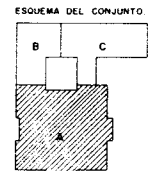
ENVIGADO PLANTA FUNDACIONES

RESUMEN
ENVIGADO PLANTA FUNDACIONES

NOTA 1:
EL CABEZAL DEL EJE B-3, SU COTA SUPERIOR IRA POR DEBAJO DE LA COTA INFERIOR DE LA FOSA DE ASCENSORES

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

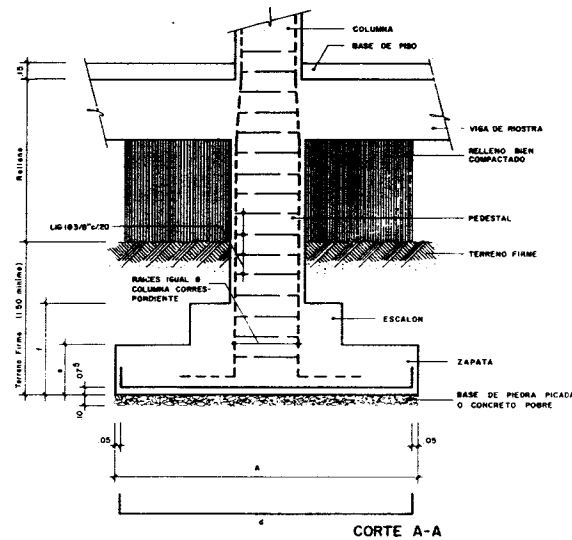
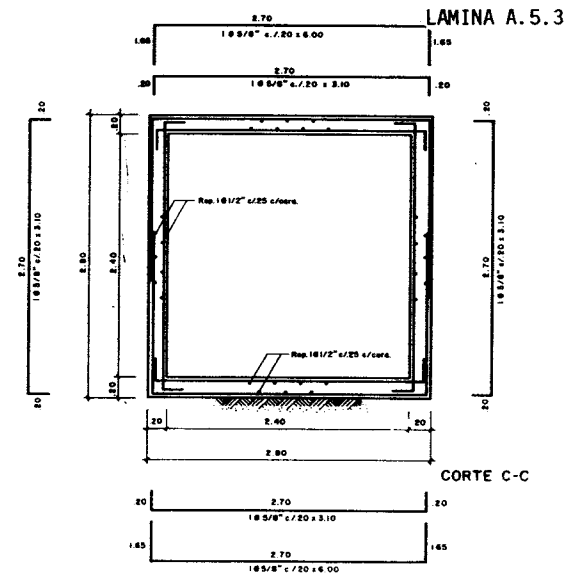
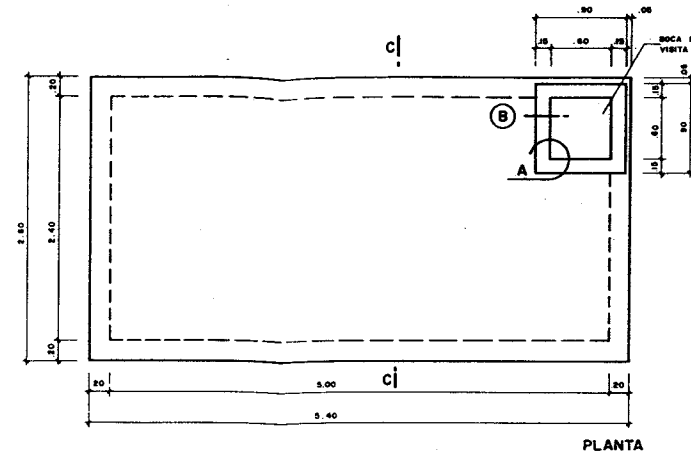
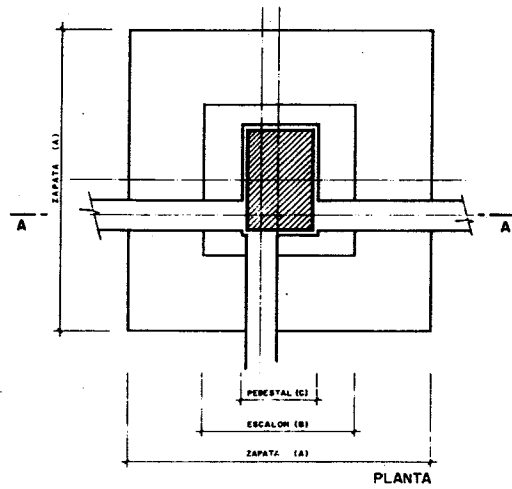
$f_c = 250 \text{ Kg./cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2$
 $f_s = 2100 \text{ Kg./cm}^2$



OFICINA DE PROYECTO C.A.

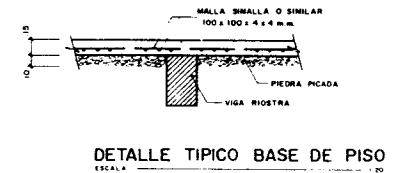
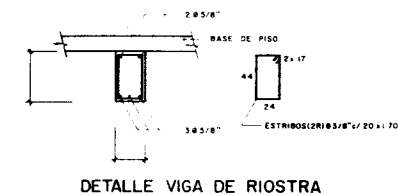
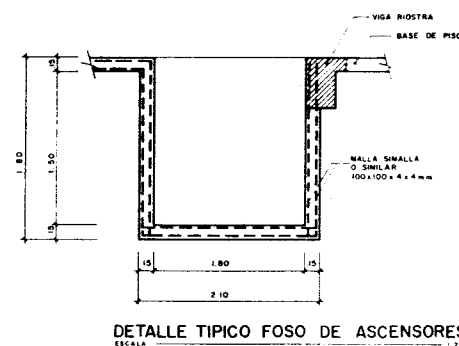
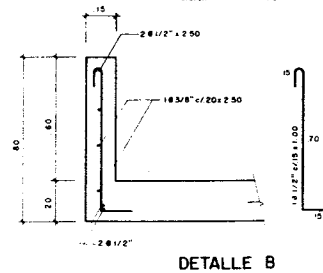
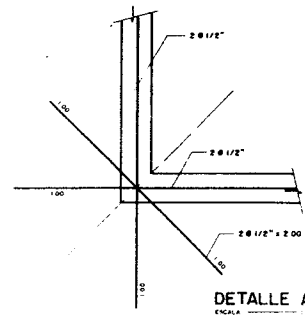
FECHA	OBSERVACIONES	FIRMA

REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO DIRECCION GENERAL DE FOMENTO URBANO DIRECCION DE PROYECTOS	
CENTRO EDUCATIVO EN LOS TEQUES ESTADO MIRANDA.	
PROYECTO DE FUNDACIONES A. 5.2	FECHA: 15/05/77 HOJA: 2 DE 2 TOTAL: 2000 P.D.
E-	E-



DETALLE TÍPICO DE FUNDACIONES
ESCALA 5/8"

FUNDACIÓN TIPO	ZAPATA (A)	ESCALON (B)	PEDESTAL (C)	ZAPATA (A)	ESCALON (B)	ACERO EN CADA SENTIDO
F-1	4.00	2.00	1.00	30	40	18 5/8" c/ 20 x 4.20
F-2	3.00	1.50	.75	40	30	18 5/8" c/ 15 x 3.40
F-3	2.00	1.00	.50	30	20	18 5/8" c/ 15 x 2.20



RESUMEN

ESTANQUE
DETALLE TÍPICO DE FUNDACIONES
DETALLE TÍPICO FOSO DE ASCENSORES
DETALLE TÍPICO BASE DE PISO
DETALLE VIGA DE RIOSTRA

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

$f_c = 250 \text{ Kg./cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2$
 $f_s = 2100 \text{ Kg./cm}^2$

NOTA:

LAS CABLES LONGITUDINALES DE LAS VIGAS DE RIOSTRAS SE SOLTARAN EN EL CENTRO DE LOS TRABAJOS O EN LOS APOYOS; SI OTRAS VIGAS TRABAJAN A TRACCION Y COMPRESION O A FLEXION Y CARGA AXIAL.

FECHA	OBSERVACIONES	FIRMA

OFICINA DE PROYECTO C.A.

REVISADO POR: MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
DIRECCION GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO
DIRECCION DE PROYECTOS

CENTRO EDUCATIVO
EN LOS TEQUES.
ESTADO MIRANDA

FECHA: 08/08/85
DISEÑADOR:
REVISADOR:
AUTORIZADOR:
Escala: 1/50

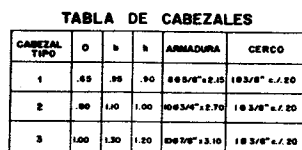
TOTAL: 100
Escala: 1/50

FECHA: 08/08/85
DISEÑADOR:
REVISADOR:
AUTORIZADOR:
Escala: 1/50

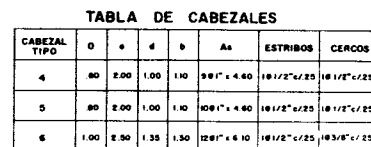
TOTAL: 100
Escala: 1/50

FECHA: 08/08/85
DISEÑADOR:
REVISADOR:
AUTORIZADOR:
Escala: 1/50

TOTAL: 100
Escala: 1/50



CABEZAL TIPO C-1, C-2 y C-3

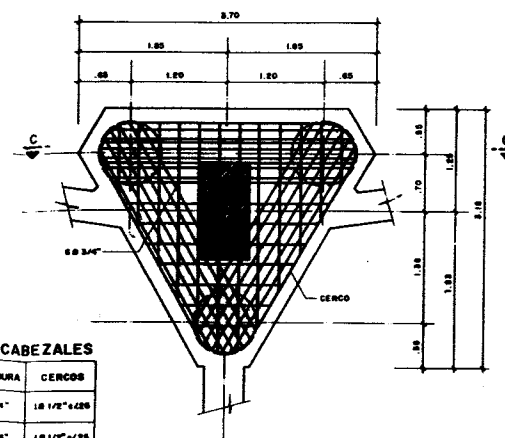
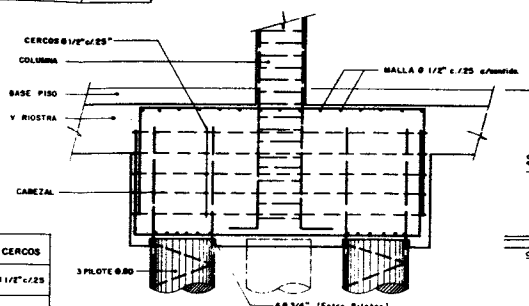


Este diagrama ilustra la estructura y los detalles de un pilar de concreto reforzado. Las etiquetas y sus correspondientes partes son:

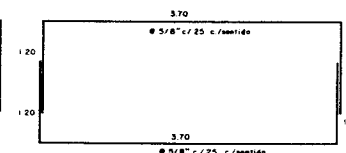
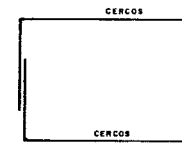
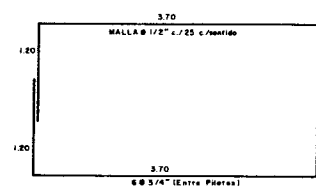
- CERCOS:** Refiere a las barras de refuerzo que rodean la columna.
- COLUMNA:** El elemento estructural principal que transmite las cargas.
- BASE PISO:** La base de la columna donde se conecta con el piso.
- V. RIPOSTA:** Las barras de refuerzo que se extienden horizontalmente desde la columna.
- CABEZAL:** La parte superior de la columna.
- PILOTE:** La base del pilar que se conecta con el cimiento.
- ESTRIBOS:** Las barras de refuerzo que rodean la columna y se conectan con los cercos.

Además, se muestran detalles de construcción como la unión entre la columna y la base, y la conexión con el cimiento.

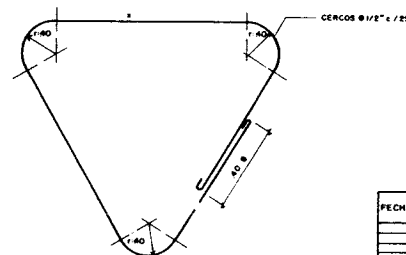
CABEZAL TIPO C-4, C-5 y C-6

**PLANTA**

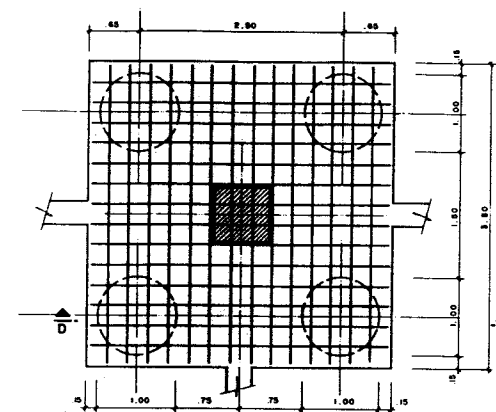
CORTE C-C



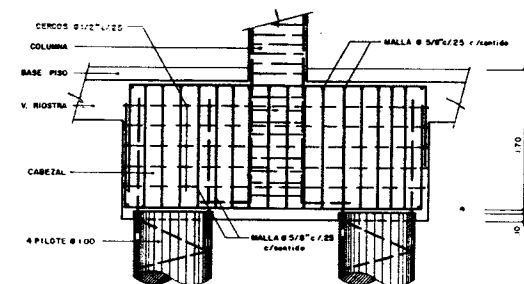
CABEZAL TIPO C-10



CABEZAL TIPO C-7, C-8 y C-9




PLANTA



CORTE D-D

$$\begin{aligned} f_c &= 250 \text{ Kg./cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ Kg./cm}^2 \\ f_s &= 2100 \text{ Kg./cm}^2 \end{aligned}$$

DETALLE CABEZAL
del C-1 al C-10

 <p>REPÚBLICA DE URUGUAY MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO DIRECCIÓN GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO DIRECCIÓN DE PROYECTOS</p>	
<p>Proyecto de construcción de colegio N.º P. L. N.º 1 sección Primaria D. E. - N.º 1 Montevideo - Barrio Sur D. E. - E. 1</p>	<p>CENTRO EDUCATIVO EN LOS TEQUES ESTADO MIRANDA</p>
<p>INSTALACIONES ELÉCTRICAS D. E. - E. 1</p>	<p>FECHA MARZO 03 DE 1976 TOTAL 76 DISEÑADO POR D. E. - E. 1</p>
<p>PROYECTO</p>	<p>TOTAL 100 TOTAL PROYECTO 100 TOTAL 100</p>

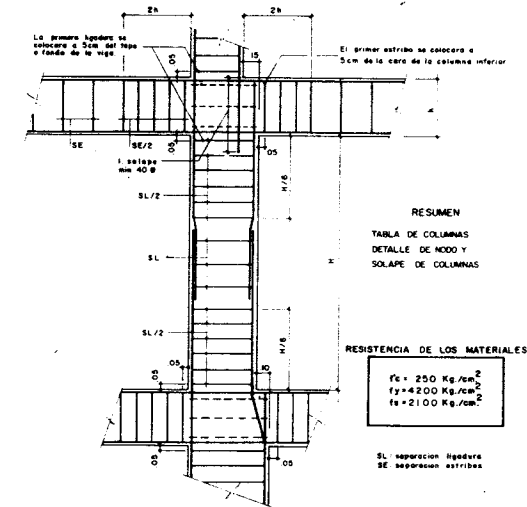
[illegible]



LAMINA A.5.5

TIPO 1 $\phi 12 @ 7/8"$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.20$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.60$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.20$	TIPO 2 $\phi 12 @ 7/8"$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.20$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.60$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.20$	TIPO 3 $\phi 12 @ 7/8"$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.20$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.60$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.20$	TIPO 4 $\phi 12 @ 7/8"$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.20$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.60$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.20$	TIPO 5 $\phi 12 @ 7/8"$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.20$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.60$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.20$
TIPO 6 $\phi 12 @ 7/8"$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.34$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.80$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.40$	TIPO 7 $\phi 12 @ 7/8"$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.34$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.80$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.40$	TIPO 8 $\phi 12 @ 7/8"$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.32$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.80$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.32$	TIPO 9 $\phi 12 @ 7/8"$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.32$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.80$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.32$	TIPO 10 $\phi 12 @ 7/8"$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.32$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.80$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.32$
TIPO 11 $\phi 12 @ 7/8"$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.44$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 2.00$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.44$	TIPO 12 $\phi 12 @ 7/8"$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.44$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 2.00$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.44$	TIPO 13 $\phi 12 @ 7/8"$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.44$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 2.00$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.44$	TIPO 14 $\phi 12 @ 7/8"$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.44$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 2.00$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.44$	TIPO 15 $\phi 12 @ 7/8"$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.44$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 2.00$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.44$
TIPO 16 $\phi 12 @ 7/8"$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.58$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 2.20$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.58$	TIPO 17 $\phi 12 @ 7/8"$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.58$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 2.20$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.58$	TIPO 18 $\phi 12 @ 7/8"$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.58$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 2.20$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.58$	TIPO 19 $\phi 12 @ 7/8"$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.58$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 2.20$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.58$	TIPO 20 $\phi 12 @ 7/8"$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.70$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 2.40$ $LIG 8/3/8" c/10 \times c/20 \times 1.70$

TABLA DE COLUMNAS.												
C/L	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	B-1	B-2	B-3	B-4	B-5	C-1	C-2
PM-TM												
TPH-TPM												
PM-TPM	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2
16 - PH	3	3	3	3	3	2	2	2	2	3	4	4
15 - 16	3	3	3	3	3	3	3	3	3	4	4	4
14 - 15	4	4	4	4	4	3	3	3	3	4	4	4
13 - 14	4	4	4	4	4	8	8	10	10	8	8	8
12 - 13	5	5	5	5	5	10	10	12	12	10	8	8
11 - 12	5	5	5	5	5	10	10	12	12	10	8	8
10 - 11	6	6	6	6	6	12	12	14	14	12	11	9
9 - 10	6	6	6	6	6	12	12	14	14	12	11	11
8 - 9	13	13	13	13	13	14	14	16	16	14	13	11
7 - 8	13	13	13	13	13	14	14	16	16	14	13	14
6 - 7	13	13	13	13	13	14	14	16	16	14	13	14
5 - 6	16	16	16	16	16	16	16	18	18	16	15	18
4 - 5	16	16	16	16	16	16	16	18	18	16	15	18
3 - 4	16	16	16	16	16	16	16	18	18	16	15	18
2 - 3	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
1 - 2	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
PM - 1	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

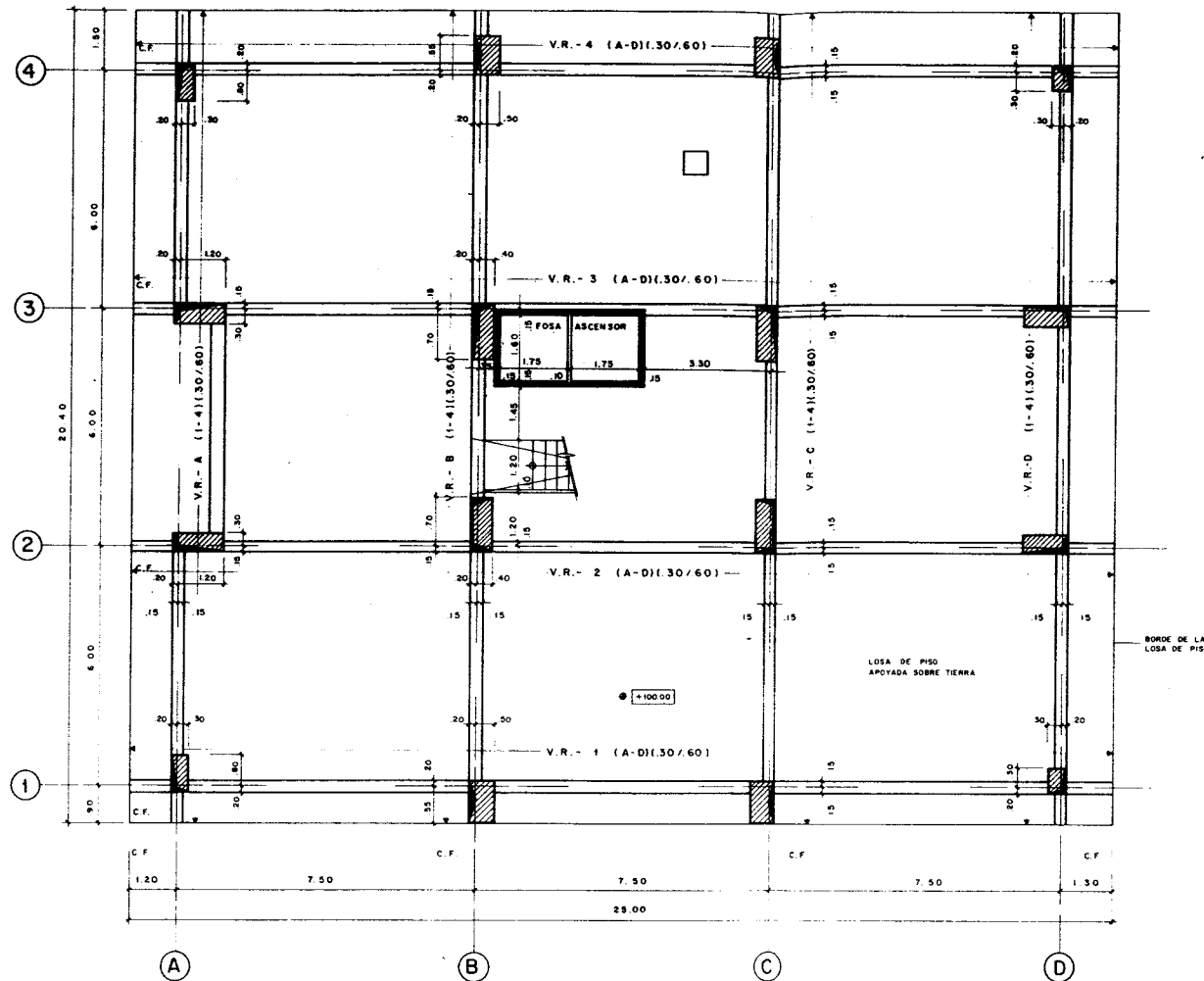


DETALLE DE NODO EN COLUMNA

OFICINA DE PROYECTO C.A.

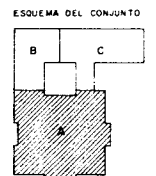
FECHA	OBSERVACIONES	FIRMA

REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO DIRECCION GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO DIRECCION DE PROYECTOS	
PROYECTO DE CONSTRUCCION DE EDIFICACIONES EN LOS TEQUES ESTADO MIRANDA	FECHA DE PROYECTO FECHA DE REVISION FECHA DE APROBACION FECHA DE EJECUCION
PROYECTISTA REVISOR APROBADOR EJECUTOR	FECHA DE PROYECTO FECHA DE REVISION FECHA DE APROBACION FECHA DE EJECUCION



ENVIGADO PLANTA DE PISO

RESUMEN
ENVIGADO PLANTA DE PISO



RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_x = 2100 \text{ Kg/cm}^2$

OFICINA DE PROYECTO C.A.

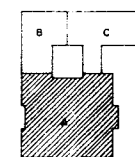
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES Y PROYECTOS MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO DIRECCION GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO DIRECCION DE PROYECTOS	
CENTRO EDUCATIVO EN LOS TEQUES ESTADO MIRANDA	
DISEÑO DE ESTRUCTURA ESTRUCTURA	FECHA: 10/01/78 HOJA: 1 DE 1 E-

FECHA	OBSERVACIONES	FIRMA



ENVIGADO PLANTA SOTANO I

ESQUEMA DEL CONJUNTO

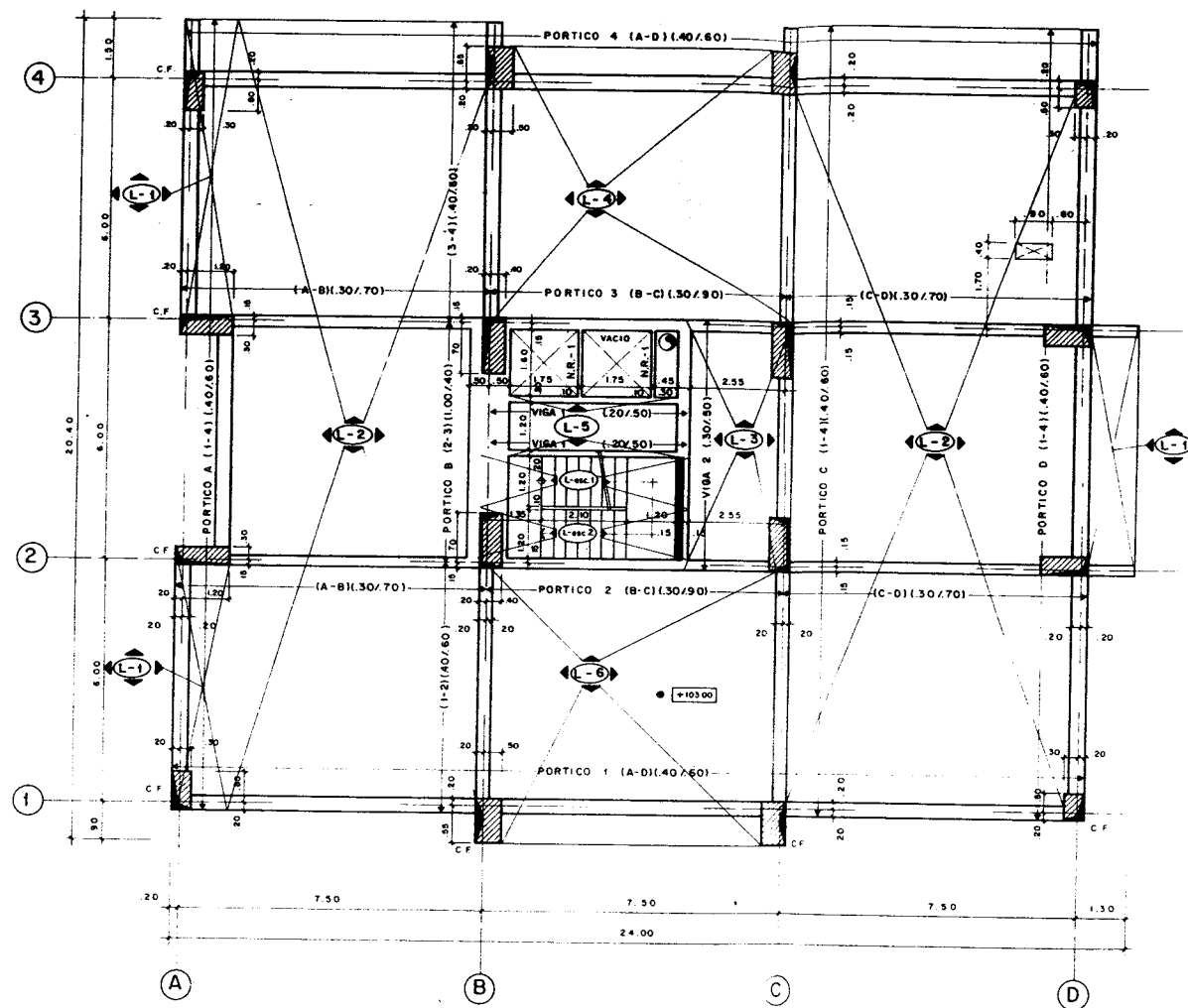


RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

$$\begin{aligned} f_c &= 250 \text{ Kg./cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ Kg./cm}^2 \\ f_s &= 2100 \text{ Kg./cm}^2 \end{aligned}$$

OFICINA DE PROYECTO C.A.

[illegible]

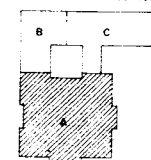


ENVIGADO PLANTA SOTANO 2

RESUMEN

ENVIGADO PLANTA SOTANO 2

ESQUEMA DEL CONJUNTO



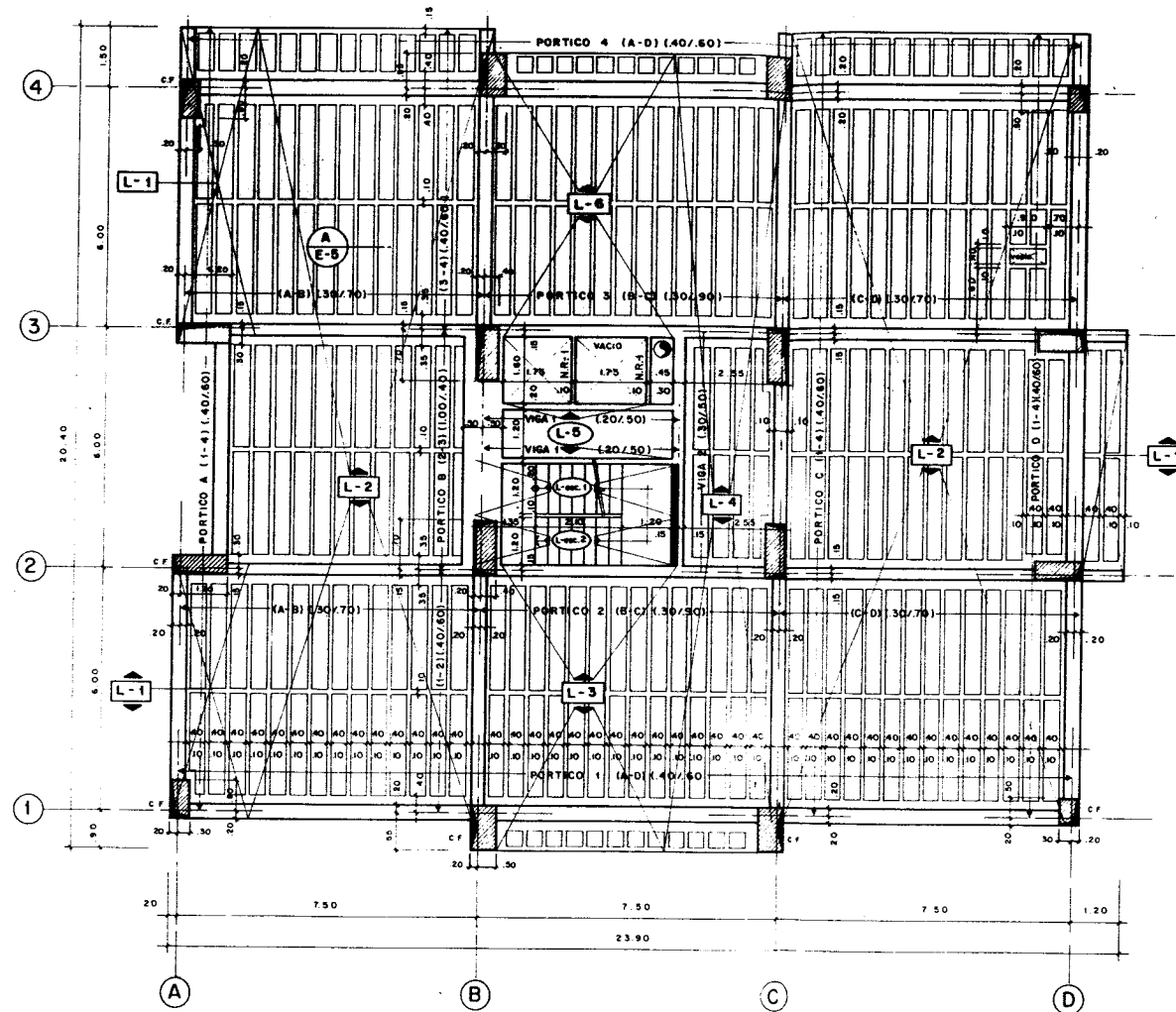
RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_s = 2100 \text{ Kg/cm}^2$

OFICINA DE PROYECTO C.A.

REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO DIRECCIÓN GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO DIRECCIÓN DE PROYECTOS	
CENTRO EDUCATIVO EN LOS TEQUES ESTADO MIRANDA	
PROYECTO: CENTRO EDUCATIVO EN LOS TEQUES FECHA: 15/03/80 DISEÑO: [] VERIFICACIÓN: [] APROBACIÓN: []	E-

FECHA	OBSERVACIONES	FIRMA

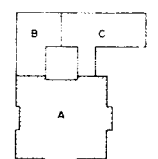


ENVIGADO PLANTA TIPO niveles 1 al 7

RESUMEN

ENVIGADO PLANTA TIPO NIVELES 1 A 7

ESQUEMA DEL CONJUNTO



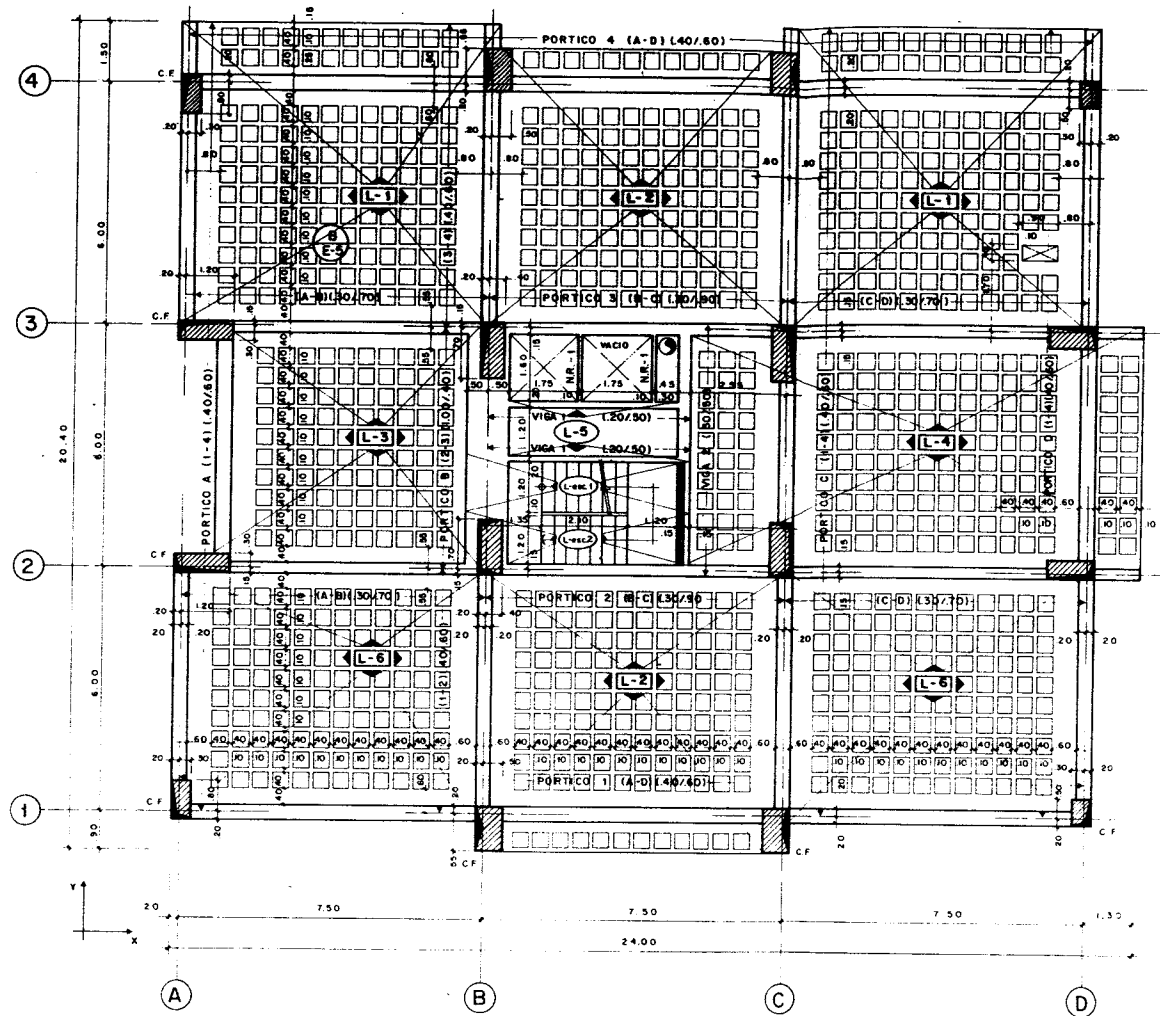
RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

$f'_c = 250 \text{ Kg./cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2$
 $f_s = 2100 \text{ Kg./cm}^2$

OFICINA DE PROYECTO C.A.

FECHA	OBSERVACIONES	FIRMA
	<input type="checkbox"/> LOSA MACIZA	
	<input type="checkbox"/> LOSA REPERADA	

OFICINA DE PROYECTO C.A.			
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> <p>MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO</p> <p>DIRECCION GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO</p> <p>DIRECCION DE PROYECTOS</p> </div> <div> <p>CENTRO EDUCATIVO</p> <p>EN LOS TEQUES</p> <p>ESTADO MIRANDA</p> </div> </div>			
PROYECTO	FECHA	HOJA	DE
PROYECTO	FECHA	HOJA	DE
PROYECTO	FECHA	HOJA	DE

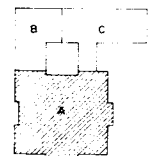


ENVIGADO PLANTA TIPO niveles 8 y 9

RESUMEN

ENVIGADO PLANTA TIPO NIVEL 8 y 9

ESQUEMA DEL CONJUNTO



RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

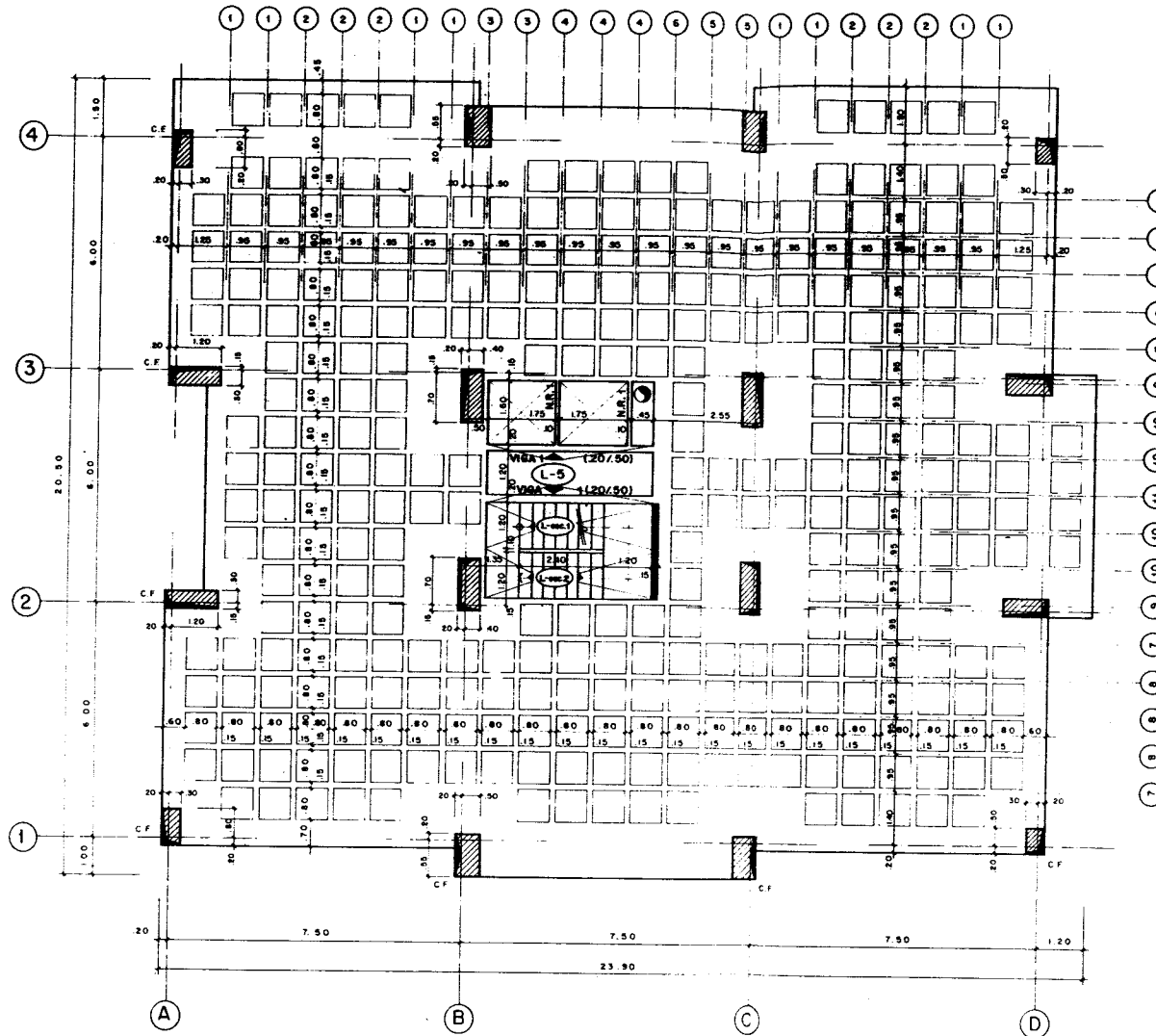
$R_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $R_s = 2100 \text{ Kg/cm}^2$

OFICINA DE PROYECTO C.A.

MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
 DIRECCION GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO
 DIRECCION DE PROYECTOS

CENTRO EDUCATIVO
 EN LOS TEQUES
 ESTADO MIRANDA

PROYECTO: ...
 FECHA: ...
 AUTORIZADO: ...
 DISEÑADO: ...
 EJECUTADO: ...

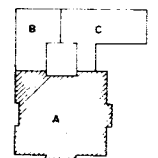


ENVIGADO PLANTA NIVEL 19 y 20

RESUMEN

ENVIGADO PLANTA NIVEL 19 y 20

ESQUEMA DEL CONJUNTO



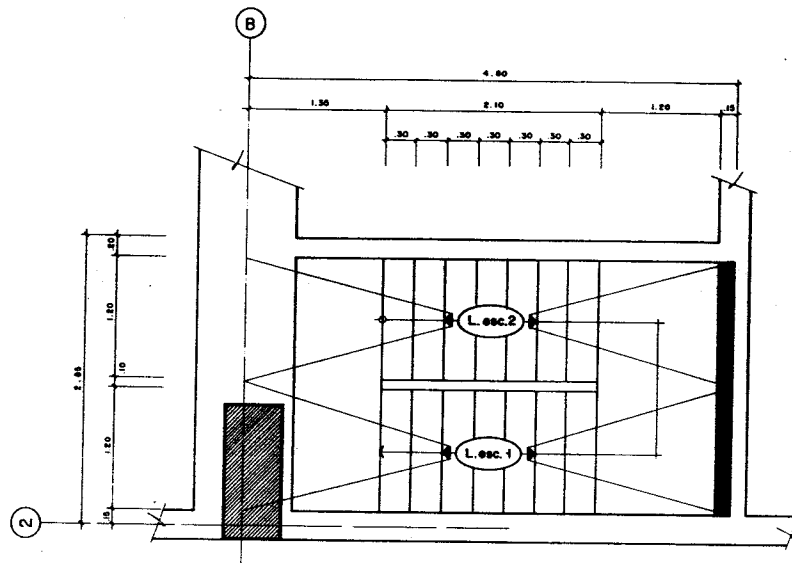
RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_s = 2100 \text{ Kg/cm}^2$

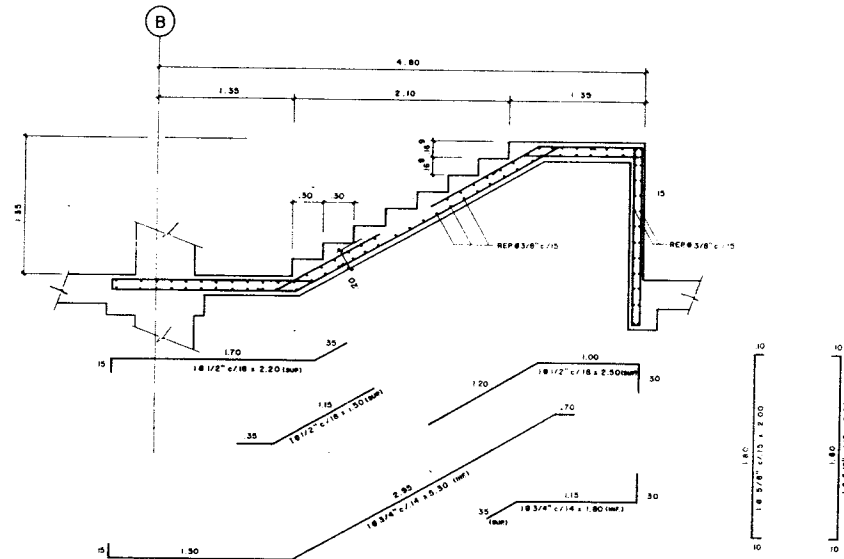
OFICINA DE PROYECTO C.A.

FECHA	OBSERVACIONES	FIRMA

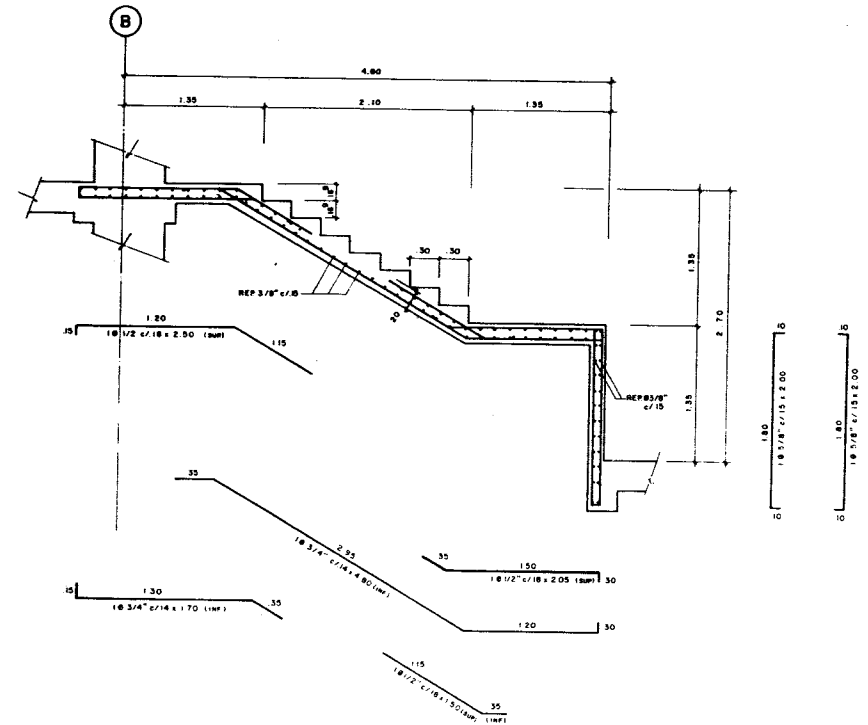
INSTITUTO DE VENEZUELA MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO DIRECCION GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO DIRECCION DE PROYECTOS	
CENTRO EDUCATIVO EN LOS TEQUES ESTADO MIRANDA	PLANO NÚMERO 25 FOLIO 1 DE 10 E-



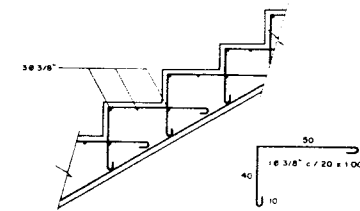
PLANTA



LOSA ESCALERA 1



LOSA ESCALERA 2



DETALLE REFORZO ESCALONES

RESUMEN
DETALLE ESCALERA 1 y 2
DETALLE REFORZO ESCALONES

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_s = 2100 \text{ Kg/cm}^2$

FECHA	OBSERVACIONES	FIRMA

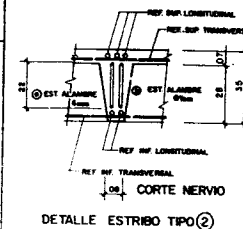
OFICINA DE PROYECTO C.A.

MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
DIRECCION GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO
DIRECCION DE PROYECTOS

CENTRO EDUCATIVO
EN LOS TEQUES
ESTADO MIRANDA

FECHA: 10/10/10
DISEÑADOR: [Firma]
REVISOR: [Firma]
APROBADO: [Firma]

E-



RESISTENCIA DE LOS MATERIALES



 REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO DIRECCION GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO DIRECCION DE PROYECTOS		CENTRO EDUCATIVO EN LOS TEQUES ESTADO MIRANDA	
NOMBRE DE EL PROYECTO AREA TOTAL Ha N.º DE UNIDADES N.º DE HABITANTES	FECHA DE ELABORACION ELABORADO POR APROBADO POR VALOR	NOMBRE DEL DISEÑADOR FECHA DE ENTREGA VALOR	N.º DE VOUCHER E-

Diagrama de un nervio con borde macizado y portico.

INDICACION BORDE MACIZADO

REF SUP LONGITUDINAL
REF SUP TRANSVERSAL
22
2
2.5
EST ALAMBE 6 mm
REF INF TRANSVERSAL
REF INF LONGITUDINAL
CORTE NERVIO
DETALLE ESTRIBO TIPO (1)

OFICINA DE PROYECTO C A			
 REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO DIRECCION GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO DIRECCION DE PROYECTOS	CENTRO EDUCATIVO EN LOS TEQUES ESTADO MIRANDA		
	Proyecto de EQUIPAMIENTO		
	Anteproyecto N. N.º 1		
	Formulario P.E.-C-4		
	Fecha de la planta N. N.º 1		
Instalaciones eléctricas N.º 1	Memoria N.º 1 FECHA 1.º revisado 1.º	Plano N.º 1 FECHA 1.º revisado 1.º	Plano N.º 1 FECHA 1.º revisado 1.º

[illegible][illegible]

Technical drawing of a rectangular profile. The overall height is 283.8 mm. The top section has a height of 179 mm. The bottom section has a height of 37 mm. The width of the profile is 60 mm. The drawing includes a label "283.8" at the top, "179" and "37" on the left side, and "60" at the bottom. A label "283.8" is also present on the right side. A label "283.8" is also present on the right side.

Technical drawing of a variable length component. The main view shows a rectangular part with a total height of 203/8" and a width of 60". The top section has a height of 162" and a width of 40". The bottom section has a height of 40" and a width of 40". The central section has a height of 30" and a width of 40". The bottom section is labeled "VAR" and "19.3 ± 0.7 VARIABLE". The bottom section is also labeled "2 ± 0.5". The bottom section is also labeled "2 ± 0.5". The bottom section is also labeled "2 ± 0.5".


Technical drawing of a rectangular plate with a grid of holes. The plate is 12 inches wide and 40 inches high. It features a 3x3 grid of holes, each 50 inches wide and 30 inches high. The holes are spaced 50 inches apart horizontally and 30 inches apart vertically. A detail view 'E' shows a single hole with a 95x70 inch opening and a 2x1/4 inch thick plate.

Technical drawing of a rectangular plate. The top view shows a rectangle with overall dimensions of 97 by 60. There are four holes, each with a diameter of 12, arranged in a 2x2 grid. The distance between the centers of adjacent holes is 54. A section line F-F is indicated across the top view. The side view shows the thickness of the plate as 2.16 ± 0.3/8.

CORTE E - E

$f'_c = 250 \text{ Kg./cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2$
 $f_a = 2100 \text{ Kg./cm}^2$

[illegible]

 <p>MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO DIRECCION GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO DIRECCION DE PROYECTOS</p>	CENTRO EDUCATIVO EN LOS TEQUES ESTADO MIRANDA		
	IDENTIFICACION PROYECTO: _____ ESTACION: _____ E.E. - ____		
	IDENTIFICACION DEL PROYECTO N.º _____ NOMBRE DEL PROYECTO: _____ N.º - ____		
	PREMIO M.D.R. \$	MONTO TOTAL \$	MONTO \$
	ESTACION: _____	TOTAL MONTO \$	
OBSERVACIONES: OBSERVACIONES: _____ OBSERVACIONES: _____ OBSERVACIONES: _____	1.50 200 200.000		E-